REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude de sensibilité a la liquéfaction des sols à proximité de la plage d'aizeb située à l'est de la ville de Mostaganem

---

Présenté par

Chenini khadidja

Reghissa Fatima

Proposé et Dirigé par

Dr. KHIATINE MOHAMMED

Promotion Juin 2021

Remerciements

Tout d'abord, je grâce à dieu puissant pour ma voix donne la santé et la volonté, puis mes parents tous leur efforts suis heureux de remercier tous ceux qui ont conseillé, guidé, guidé ou contribue avec moi dans la préparation de cette recherche en m'envoyant les références et ressources nécessaire à chaque étapes, et je remercie particulièrement mon ***Dr- Khiatine mohamed*** *pour mon soutien et mes conseils et correction et suivi ce projet.*

Dédicace

Avant tout, je suis reconnaissante envers Dieu et suite à cela j'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Celle qui m’a inséré le goût de la vie et le sens de la responsabilité, Mrs ma chère Maman.

Ce qui a été et est toujours, ma source d’inspiration et de courage …. Mrs Papa.

A mes frères : Ben malek, Mohammed, Asser ,Louay.

A mes sœurs : Sihem , Malika, Amel ,Fatima, Chahed, Alaa.

Et a tous mes proches amis.

Et à mon binôme : Reghissa Fatima.

Chenini Khadîdja

Dédicace

Aux deux personnes que j'ai tant aimé qu'elles assistent à ma soutenance mot cher père etma chère mère.

A mes très chers frères et sœurs qui ont toujours été là pour moi et qui mont donne unmagnifique modelé de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans cetravailtoute ma reconnaissance et tout mon amour
A la mémoire de mes deux grands-parents.
Tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement
A mes chers et fidèles amis, et les autres, merci pour tous les moments inoubliablesqu'on a eu le long de notre amitié.

A tous mes collègues de la promotion géotechnique et amis
A ma collègue dans ce travail, Chenini Khadidja.

Reghissa Fatima

Résumé

La liquéfaction des sols est un processus conduisant à la perte totale de la résistance au cisaillement des sables lâches sous des sollicitations sismiques par augmentation de la pression interstitielle, Elle est accompagnée des déformations. Certains facteurs liés aux caractéristiques du sol et de l'excitation sismique peuvent influencer significativement l'apparition ou non du phénomène, Les méthodes empiriques de l'évaluation du potentiel de liquéfaction sont largement utilisées.

À partir d'une recherche bibliographique sur le phénomène de liquéfaction on a choisi des méthodes empiriques pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction, basées sur la corrélation des résultats des essais in-situ(SPT, CPT, VS).

les mécanismes et approches théoriques d'estimation du potentiel de liquéfaction s'intéresse à la modélisation numérique à l'aide du logiciel FLAC2D en différences finies explicites de l'effet d'une secousse sismique sur l'évolution des pressions interstitielles dans les couches de sol sableux saturé, avec une étude paramétrique de l'influence de certains facteurs sur la phénomène de la liquéfaction, et une analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée dans un massif argileux.

Mots clés: Liquéfaction- dynamique- modélisation numérique- pression interstitielle- Essai in-situ - méthodes empiriques

Summary

Soil liquefaction is a process leading to the total loss of the shear strength of looses ands under seismic stresses by increasing pore pressure. It is accompanied by deformations. Certain factors related to the characteristics of the soil and the seismic excitation can significantly influence the occurrence or not of the phenomenon. The empirical methods of the evaluation of the liquefaction potential are widely used

From a literature search on the phenomenon of liquefaction, empirical methods were chosen for the evaluation of the resistance to liquefaction, based on the correlation of the results of in-situ tests (SPT, CPT, VS).

The theoretical mechanisms and approaches for estimating the liquefaction potential is interested in the numerical modeling using the FLAC2D software in explicit finite differences of the effect of a seismic shock on the evolution of pore pressures in the layers of saturated sandy soil, with a parametric study of the influence of certain factors on the phenomenon of liquefaction, and an analysis of a zone of liquefiable soil located in a clay mass.

Keywords: Liquefaction - dynamics – numerical modeling - pore pressure - In-situ test – empirical methods

ملخص

تسييل التربة هو عملية تؤدي إلى فقدان كامل لمقاومة القص للرمل السائب تحت الضغوط الزلزالية عن طريق زيادة ضغط المسام ,ويصاحبها تشوهات . يمكن لبعض العوامل المتعلقة بخصائص التربة و الإثارة الزلزالية إن تؤثر بشكل كبير على حدوث الظاهرة أو عدم حدوثها

من خلال بحث أدبي حول التمييع , تم اختيار طرق تجريبية لتقييم مقاومة التمييع . بناء على ارتباط نتائج الاختبارات في الموقع (SPT - CPT – VS)

تهتم الآليات و الأساليب النظرية لتقدير إمكانيات التميع بالنمذجة العددية باستخدام برنامج $FLAC^{2D}$

في الاختلافات المحدودة الصريحة لتأثير الصدمة الزلزالية على تطور ضغوط المسام في الطبقات الرملية المشبعة , مع دراسة حدودية تأثير عوامل معينة على ظاهرة التميع , وتحليل منطقة التربة القابلة للتسييل الموجود في كتلة طينية

الكلمات الاساسية - التسييل _الديناميكيات_ النمذجة العددية _ضغط المسام _الاختبار في الموقع _الطرق التجريبية

Sommaire

Chapitre 1 :aperçu bibliographique

I.1 Introduction ----------03
I.2 Phénomène de liquéfaction des sols ----------03
I.2.1 Généralités ----------03
I .2.2 : Description de phénomène ----------03
I .2.3 : Explication de phénomène ----------04
I.3 : Effets induits par la liquéfaction---------- -05
I .3.1 Quelques exemples de dégâts ----------05
I.3.2 Fondations profond----------05
I.3.3 Barrage----------06
I.3.4 Fondations superficiels ----------07
1.3.5. Moss Landing, Californie (1989) ----------07
1.3.6. Port d'Island, Kobe, Japon (1995) ----------08
1.3.7. Chi-Chi, Taiwan (1999) ----------09
1.3.8. Adapazari, Turquie (1999) ----------10
1.3.9. Séisme de Boumer des du 21 Mai 2003, Algérie ----------10
1.3.10. Christchurch, New Zealand (2011)---------- 11
I.4. Facteurs influençant la liquéfaction ----------12
I.4.1. Âge et origine des sols ----------12
I.4.2.Type de sol et répartition des grains----------13
I.4.3 Densité relative----------14
I.4.4. Degré de Saturation----------14
I.4.5. Contrainte verticale et sur consolidatio----------14
I.4.6. Epaisseur de la couche de sable ----------14
I.4.7. Caractéristiques de chargement sismique ----------15
I.5. Traitement des sols liquéfi----------15
I.6.1.1. Densification de sol----------16
I.6.1.1.1. Compactage dynamique ----------16
I.6.1.1.2 Vibro-flottation ----------16
I.6.1.1.3. Colonnes ballastées ----------17
I.6.1.1.4. Substitution ----------18
I.7. Conclusion ----------19

Chapitre II : l'évaluation du potentiel de la

II.1.Introduction----------21
II.2. Méthodes d'évaluation de potentiel de liquéfactio----------21

II.2.1Méthode basée sur des essais de laboratoire ----------21
II.2.1.1 Evaluation de la contrainte de cisaillement---------- 21
II.2.1.2 Evaluation de la résistance au cisaillement cyclique non drainé---------- 22
II.2.1.2.1 Méthode de seed et al (197---------- 23
II.2.1.2.2 Méthode de seed et al (1979)---------- 23
II.2.2 Méthodes basées sur des essais in-situ---------- 24
II.2.2.1 Rapport des contraintes cycliques CSR----------24
II.2.2.1.1. Développement de la relation du CSR - ---------- 24
II.2.2.2. Rapport de résistance cyclique CRR----------29
II.2.2.2.1. Méthodes basées sur SPT----------29
- Méthode de Rolando P. Orense (2005)---------- 37
- Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)----------38

II.2.2.2.2 Méthodes basées sur CPT ---------- 39
- Méthode de Robertson et Wride (1998)---------- 41
- Méthode d'Andrus et Al (2004)----------42
- Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)----------42
- Méthode d'Olsen et al. (1997)----------43

II.2.2.3. Méthode basée sur la mesure des ondes de cisaillement Vs----------43
II.2.3. Détermination de K_{σ}---------- 45
II.2.2.5. Facteur de correction de magnitude MSF----------46
- L'ensemble de Seed et Idriss (1982)----------47
- L'ensemble d'Andrus et Stoke (1997)----------48

II.2.2.6 Calcule du facteur de sécurité (FS)Conclusion----------49
II.2.2.7 Evaluation du potentiel de liquéfaction----------49
II.3. Conclusio----------51
Chapitre III : Estimation du potentiel de liquéfaction des sols sableux
III.1 Introduction----------52
III.2Présentation du site----------52
III.2.1Localisation----------52
III.2.2Sismicit----------54
III.2.3 Contexte géologiq----------54
III.3 Résultats des reconnaissances géotechniques ----------56
III.3.1Exploitation des résultats des sondages carottés réalisés dans la zone ----------56
III.5 Essai au laboratoire----------57
III.4 Travaux de reconnaissances 1er sit----------57

III.4 1Lithologie----------58
III.5 Travaux de reconnaissances 2eme sit----------60
III.5 .1 Résultats des reconnaissances géotechniques ----------61
III.5.1 .1 Exploitation des résultats des sondages carottés----------61
III.6 Les essais de pénétration in situ----------62
III.6.1 Résultats des essais pénétromètre statique CPT SITE1 ET SITE2 ----------63
III .6.1.a Résultats des essais pénétromètre statique CPT SITE1----------63
III .6.1.b Résultats des essais pénétromètre statique CPT SITE2 ----------64
III.6.2 Résultats des essais pénétration standard SPT ----------65
III .6.2.a Résultats des essais pénétration standardSITE1----------66
III .6.2.b Résultats des essais pénétration standardSIT----------66
III.6.3Essai géophysiques (Down- hole)----------67
III .6.3.a Résultats des essais géophysiques (Down- hole) SITE1et SITE2----------68
III.7Vérification du risque de liquéfaction----------68
III .7.1 Résultats de facteur de sécurité (SPT) site 1 et 2 ----------69
III .7.2 Résultats de facteur de sécurité (CPT) site 1 et 2 ----------75
III.8 Conclusion----------84
Chapitre IV : Présentation du code calcule FLAK2D de les modelés numérique
IV.1. Introduction----------87
IV.2. Présentation du logiciel FLAC----------87
IV.3. Principe de résolution numérique dans du logiciel FLAC2 D----------87
IV.4. Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique----------88
IV.5. La méthode des différences finies----------89
IV.6. Le modèle numérique----------90
IV.7. Lire les données ----------106
IV.8. Conclusion ----------106
Conclusion générale----------108
Références bibliographiques.
Annexs.

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1: Nombre de cycles équivalents---------- 22

Tableau II.2 : Corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998)----------32

Tableau II.3: Valeurs de facteur de correction de magnitude données par déférents auteurs (Youd et Noble, 1997 b)----------48

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I-1 phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique.----------04

Figure I-2 rupture du pont de Phowa, à Niigata au Japon----------06

Figure I-3 effondrement du parement amont du barrage de san fernando pendant le sésisme de 1971----------06

Figure I-4 Batiments renversés (Séisme de Cocaeli, Adpazari, 1999)----------07

Figure I-5 Ebullition de sable à l'aéroprt d'oakland, le long du fleuve de salina et à la station marine de moss landing (D'après Robert E kayen et al, 1998)----------07

Figure I-6 glissement de murs de quai : lorsque le sol derriére et/ ou sous un tel mur se liquéfie , la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou /et incliner celui-ci , (daprés Alisha kaplan , 2004)----------08

Figure I-7 Endommagement des ponts : un tel domma de peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage les mouvement induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point ou le pont enjambe l'appui , dans ce cas le pont lache (daprés jorgen johansson , 2000)----------08

Figure I-8 Ebullitions de sable au Camnté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (daprés Dr Hsein 2002)----------09

Figure I-9 Endommagement de batisses du à la liquéfaction en Taiwan (d'apés Dr Hsien, 2002)----------09

Figure I-10 Ebullition de sable en turquie 1999 (d'après peter M Byrne et al, 2008) -

Figure I-11 poin connement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999(d'aprés peter M. Byrne et al, 2008).---------- 10

Figure I-12 Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003) A gauche :

liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ; A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser---------- 10

Figure I-13 Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après l'EERI,2003)---------- 11

Figure I-14 un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à christchurch, New Zealand----------11

Figure I-15 Ebullition de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à christchurch, New Zealand (2011)----------12

Figure I-16 Limites dans les courbes de gradation séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida, 1970)----------12

Figure I-17 courbes limites pour l'identification de l'épaisseur de la couche superficielle (Ishihara, 1985).---------- 13

Figure I-18 technique de compactage dynamique-----16

Figure I-19 densification du sol par vibroflottation—17

Figure I-20 installation des colonnes ballastées --17

Figure I-21 technique de drainage----------18

Chapitre II

Figure II 1: Contrainte de cisaillement en fonction de temps durant un séisme ---- 22

Figure II 2 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR

Figure II 3: Détermination des contraintes de cisaillement maximales----------25

Figure II.4: Variation de facteur de réduction en profondeur----------26

Figure II 5 :équipement de l'essai SPT----------29

Figure II 6: Courbes simplifiées pour le calcul de CRR modifiées par Seed et al,1985---33

Figure II.7: Variation de Δ(N1)60en fonction de pourcentage desfines selon Idriss et Boulanger, 2004----------34

Figure II 8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5(d'après Andrus et al,2004)----------37

Figure II 9: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour Mw=7.5 (Idriss et Boulanger 2006)----------39

Figure II 10: Estimation du type du sol----------40

Figure II 11: Courbe de calcul de CRR en fonction de$qc1N$reproduite par (Robertson et Wride 1998)----------41

Figure II 12: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour Mw=7.5 (Andrus et Al,2004)--42

Figure II 13: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur Ncq1pour Mw=7.5(d'après Idriss et Boulanger, 2006)----------43

Figure II 14 :facteur de correction K σ (Youd et al..,2001)----------46

Figure II 15 :variations du MSF avec la magnitude du séisme(Mayneetal1999)----------47

Figure II 16:Relation entre CSR et le nombre de cycles (Seed et Idriss 1982)----------48

Chapitre III

Figure III-1 : Image satellitaire illustre la situation du site étudié.----------52

Figure III -2 : Vue générale du site----------53

Figure III-3 : difficulté d'accès dû aux dunes de sable de mer----------53

Figure III-4 : dunes de sable de mer----------54

Figure III-5 : Extrait de la carte géologique de Mostaganem N° 128au 1/50 000ème (partie Belle-côte).----------56

Figure III -6: Résultats des sondages CPT-SITE1----------63

Figure III-7: Résultat des essais FL-SITE1----------64

Figure III-8: Résultats des essais Down-Hole--64

Figure III-9: Résultats des sondages FL-SITE2--65

Figure III-10: Résultat des essais SPT-SITE1 ---66

Figure III-11: Résultat des essais SPT –SITE2 ---66

Figure III-12 : Résultats des essais Down-Hole site1

----------68

Figure III-13: Résultats des essais Down-Hole site2

----------68

Figure III-14 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique amax =0.15g----------69

Figure III -15: facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5, 5.5 and 4.5 et l'accélération amax =0.15 g---------70

Figure III-16 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique amax =0.25g----------71

Figure III-17 : facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5, 5.5 and 4.5 et l'accélération amax =0.25 g----------72

Figure III-18 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique amax =0.15g----------72

Figure III-19 : facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5, 5.5 and 4.5 et l'accélération amax =0.15g----------73

Figure III-20 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique amax =0.25g----------74

Figure III-21: facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5 , 5.5 and 4.5 et l'accélération amax =0.25g----------75

Figure III-22 : application de la méthode CPT intégrée pour l'estimation de la radio cyclique (CRR) au site de la plage de l'état à moss landing qui a subi une liquéfaction cyclique lors du tremblement de terre de 1989 à Loma prieta en Californie----------77

Figure III-23 : Résultats de facteur de sécurité de liquéfaction du site à partir de l'essai CPT – Sondage S-01----------79

Figure III-24: application de la méthode CPT intégrée pour l'estimation de la radio cyclique (CRR) au site de la plage de l'état à moss landing qui a subi une liquéfaction cyclique lors du tremblement de terre de 1989 à Loma prieta en Californie----------82

Figure III-25 : Résultats de facteur de sécurité de liquéfaction du site à partir de l'essai CPT– Sondage S-02----------84

Chapitre IV

Figure IV-1: Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC2D (d'après Céline Bourdeau, 2005)----------88

Figure IV-2 Principe de dissociation des quadrilatères en deux paires d'élément triangulaires--89

Figure IV-3 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.1----------91

Figure IV-4 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 15 m de profondeur----------91

Figure IV-5 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.2----------92

Figure IV-6 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 14 m de profondeur.----------92

Figure IV-7 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.3----------93

Figure IV-8 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 13 m de profondeur.----------93

Figure IV-9 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.3----------94

Figure IV-10 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 12 m de profondeur.----------94

Figure IV-11 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.4----------95

Figure IV-12 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 11 m de profondeur.----------95

Figure IV-13 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.5----------96

Figure IV-14 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 10 m de profondeur.----------96

Figure IV-15 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.6----------97

Figure IV-16 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 9 m de profondeur.----------97

Figure IV-17 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.7----------98

Figure IV-18 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 8 m de profondeur.----------98

Figure IV-19 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.8----------99

Figure IV-20 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 7 m de profondeur.----------99

Figure IV-21 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.9----------100

Figure IV-22 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 6 m de profondeur.----------100

Figure IV-23 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.10----------101

Figure IV-24 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 5 m de profondeur.----------101

Figure IV-25 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.11----------102

Figure IV-26 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 4 m de profondeur.----------102
Figure IV-27 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.12----------103
Figure IV-28 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 3 m de profondeur.----------103
Figure IV-29 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.13----------104
Figure IV-30 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 2 m de profondeur.----------104
Figure IV-31 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC 2D.14----------105
Figure IV-32 Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 1 m de profondeur.---------105

Procédures simplifiées.

RCC: Contrainte de cisaillement moyenne(Kpa) .

σv: La contrainte verticale totale du sol(Kpa).

rd: Facteur de réduction des contraintes due à la flexibilité du sol.

rl:La résistance au cisaillement cyclique(Kpa).

σ′d: Etant le déviateur cyclique(Kpa).

K0: Est le coefficient de poussée des terres au repos

CRR: Rapport de résistance cyclique

CSR: Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme.

CRR7.5:Taux de résistance cyclique pour une magnitude de 7.5.

F:force horizontale exercée sur la colonne du sol (KN).

am: Accélération maximale du sol en surface ($m/s2$).

g:Accélération de la pesanteur ($m/s2$).

m : Lamasse de la colonne de sol(Kg).

Z: La longueur de la colonne(m).

$\gamma\gamma$:Poids volumique du sol ($KN/m2$)

SPT: Essai à la pénétration

CPT: Essai à la pénétration statique.

N-SPT: Nombre de coups obtenu par l'essai

SPT: Facteur de correction des contraintes supérieur à 100 Kpa

MSF: Facteur de correction de magnitude.

pa: Pression atmosphérique (Kpa).

$C\sigma$:Facteur de correction.

Dr: La densité relative(%).

Nm: Nombre de coups mesuré

CN: Facteur de normalisation de Nmpar rapport à la contrainte de sur consolidation.

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

CB: Coefficient de correction qui tient compte du diamètre du forage.

CR: Coefficient de correction qui tient compte de la longueur des tiges.

CS: Coefficient de correction qui tient compte de la méthode d'échantillonnage.

($N1$)60:Nombre de coups corrigé.

(N1)60cs: Nombre de coups normalisé.

qc: Résistance de pointe mesurée par CPT (Mpa).

q: Résistance à la pointe corrigée(Mpa).

FC: Fraction des fins(%).

CQ: Facteur de normalisation de la résistance à la pointe.

Kc: Facteur correcteur tenant en compte les caractéristiques des grains.

Ic: Indice de comportement de sol.

Vs: Vitesse des ondes de cisaillement(m/s).

$Vs1$: Valeur de vitesse corrigée(m/s).

$Vs1*$: Limite supérieur de $Vs1$(m/s).

K: Facteur d'âge pour les valeurs de $Vs1$élevées.

K: Facteur de correction dépend de pourcentage des fines.

Gmax: Le module de cisaillement(Kpa).

INTRODUCTION GENERALE

Introduction :

Certains sols constitués de grains fins (sable, silts) dont la granulométrie s'inscrit dans un certain fuseau critique favorisent, lorsqu'ils baignent dans la nappe phréatique et se trouvent dans un état initial lâche, l'apparition du phénomène de liquéfaction .Ce phénomène est lié à une génération des surpressions interstitielles élevées, qui entraîne une réduction très importante des niveaux de contraintes effectives existant dans le massif, et par la suite une chute importante des résistances au cisaillement mobilisables dans le matériau. Le phénomène de liquéfaction des sables a été déjà responsable des dommages très importants à travers le monde, notamment aux états unis et au japon, suite aux séismes d'Alaska et de Niigata en 1964

La liquéfaction du sol est un problème grave, causant souvent des dommages il est irréparable pour les projets existants et les nouveaux bâtiments, donc la liquéfaction peut provoquer :

- Le basculement d'immeuble.

- la rupture des barrages (remblais hydraulique)

- la rupture des culées des ponts - le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral du terrain

- etc…..

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

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

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

CHAPITRE I : aperçu Bibliographique

I.1 : Introduction

Les tremblements de terre font partie des catastrophes naturelles qui ont toujours un grand effet sur l'humanité. Ils sont la cause de la destruction des villes entières, et la mort de millier de personnes et ont souvent des conséquences économiques néfastes. Parmi les phénomènes les plus dangereux observés dans le sol, liés au séisme, le phénomène de liquéfaction. Ce phénomène observé dans les sols saturés, généralement sableux, sous l'action de sollicitations rapides (séisme, chocs, raz de marée, etc.), est à l'origine d'une brusque instabilité de ces derniers qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité. La littérature géotechnique abonde en exemples de dégâts majeurs clairement attribuables à la liquéfaction de massifs de sable et à leur propagation. En se limitant par exemple au cas des ruptures par liquéfaction d'origine sismique , dont les effets sont les plus spectaculaires, on peut notamment citer le séisme de Niigata au Japon en 1964 (Seed et Idriss, 1967)(1) ou celui d'Alaska (Seed, 1968)(2).ces effets ont motivé de nombreuses recherches entreprises à cette époque tant aux Etats-unis qu'au Japon dans le domaine de la liquéfaction des sables , ainsi que plus récemment les séismes de Nihonkai-Chubu (1983) et Kobe (1996) au Japon , Loma prieta en Californie (1989) et Luzon aux Philippines (1990) ou encore Izmit en Turquie(1999). Dobry et Abdou (Dobry et Abdoun, 1998) (3) font observer que les conditions d'apparition du phénomène de liquéfaction sont aujourd'hui relativement bien appréhendées, et des méthodes d'évaluation ont pu être mises au point. Mais, il n'en est pas de même pour ce qui est de prévoir la propagation ultérieure des massifs liquéfiés et les sollicitations qu'ils engendrent sur les ouvrages. En effet dans certaines situations, la mise en œuvre des techniques appropriées destinées à neutraliser le potentiel de liquéfaction des sols (compactage dynamique par exemple) peut se révéler techniquement Impossible ou beaucoup trop onéreuse, de sorte qu'il est préférable de prendre en compte le risque de liquéfaction et ses conséquences dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage.

I .2.2 : Description de phénomène :

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

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

I .2.3 : Explication de phénomène :

La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique). Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, géologiques, Définies par :

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

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

liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques. La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations.

Le phénomène de liquéfaction concerne certaines formations

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



Etat initial **Etat à liquéfaction**

Figure I-1 : phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique.

À l'état initial les grains sont au repos, ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche, ils sont en contact les uns avec les autres permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique une réorganisation des grains se produit, en conditions non drainées cette Réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc ce qui a pour conséquence l'augmentation de la pression de l'eau jusqu'à égaler les contraintes totales. Le contact entre les grains est alors très faible et l'ensemble se comporte comme un liquide.

I.3 : Effets induits par la liquéfaction

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

- Une perte de capacité portante du sol de fondation, (basculement d'immeuble)
- Un glissement des terrains en pente.
- Des ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral.
- Un développement des forces de poussées.
- Un soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations.
- Des ruptures des barrages (remblais hydraulique)

I .3.1 : Quelques exemples de dégâts :

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du dépôt de sol diminue et sa capacité portante se réduit significativement, en provoquant le basculement des ouvrages qu'il supporte. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les ouvrages de soutènement, se qui peut provoquer des glissements de terrain, des éboulements et la rupture des barrages. Quelques exemples de dégâts d'ouvrages liés à la liquéfaction des sols sont donnés en ce qui suit.

I.3.2: Fondations profonde :

Lorsque la liquéfaction s'est produite durant le séisme de Nigata (1964) l'épandage latérale dans le sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont par la suite subit une déflexion et se sont déplacés (figure I-2).



Figure I-2 : rupture du pont de Phowa, à Niigata au Japon

I.3.3: Barrages

L'augmentation de La pression de l'eau peut également déclencher des éboulements et causer l'effondrement des barrages, Le barrage de San Fernando (figure I-3) a souffert d'un effondrement du parement amont pendant le séisme de San Fernando, 1971. Heureusement, l'effondrement à peine évité de barrage, empêchant de ce fait un désastre potentiel d'inondation des secteurs urbains fortement peuplés.



Figure I-3 : effondrement du parement amont du barrage de san fernando pendant le sésisme de 1971

I.3.4 : Fondations superficiels

Lorsque la liquéfaction se produit la résistance du sol diminue et la capacité portante d'un dépôt de sol constituant la fondation des bâtiments se réduit significativement en provoquant le basculement ou la flottaison de l'ouvrage (figure I-4).



Figure I-4 : Batiments renversés (Séisme de Cocaeli, Adpazari, 1999)

1.3.5: Moss Landing, Californie (1989)

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (Figure 1-5).



Figure I-5 : Ebullition de sable à l'aéroprt d'oakland, le long du fleuve de salina et à la station marine de moss landing (D'après Robert E kayen et al, 1998)

1.3.6: Port d'Island, Kobe, Japon (1995)

Le séisme de Hyogoken_Nambu en 1995 a causé des cas de liquéfaction, particulièrement dans les espaces récupérés tel que le port d'Island, à Kobe au Japon, Ce séisme était la cause de plusieurs dommages cités en ce qui suit avec des images :



Figure I-6 : glissement de murs de quai : lorsque le sol derriére et/ ou sous un tel mur se liquéfie , la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou /et incliner celui-ci , (daprés Alisha kaplan , 2004)



Figure I-7 :Endommagement des ponts : un tel dommade peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage les mouvement induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point ou le pont enjambe l'appui , dans ce cas le pont lache (daprés jorgen johansson , 2000)

1.3.7: Chi-Chi, Taiwan (1999)

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de 0,5 m à 5 m de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter (d'après Dr Hsein Juang, 2002) (4), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :

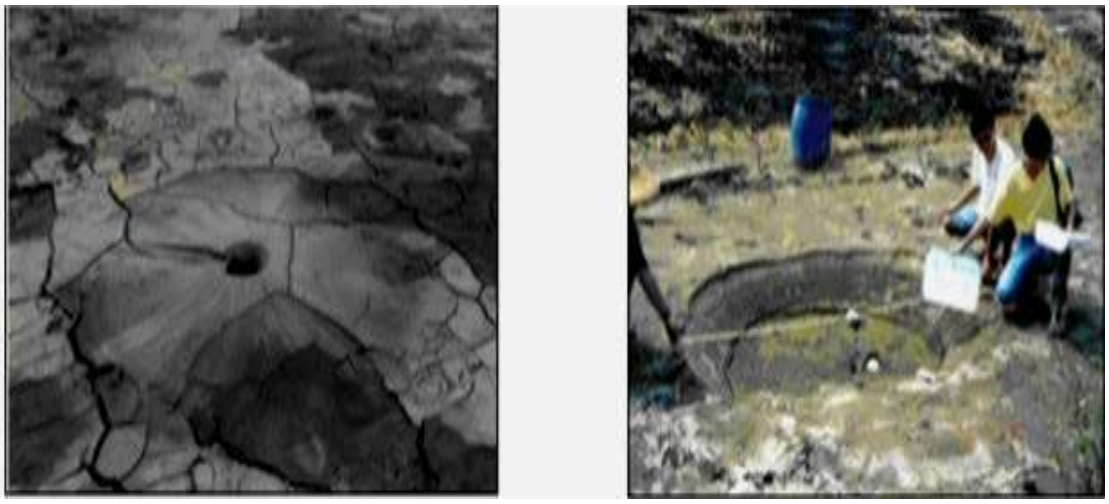


Figure I-8 : Ebullitions de sable au Camnté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (daprés Dr Hsein 2002)



Figure I-9 : Endommagement de batisses du à la liquéfaction en Taiwan (d'apés Dr Hsien, 2002)

1.3.8: Adapazari, Turquie (1999)

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter (d'après Peter M. Byrne et al, 2008) (5), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images



Figure I-10 : Ebullition de sable en turquie 1999 (d'après peter M Byrne et al, 2008)



Figure I-11 : poinconnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'aprés peter M. Byrne et al, 2008).

1.3.9: Séisme de Boumer des du 21 Mai 2003, Algérie

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre la plaque Eurasienne et Africaine qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien. La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui à causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épicentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage. Des ébullitions de sable et des

épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (figure 12)



Figure I-12 : Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003) A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ; A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser

Près de la ville de Zemmouri, plusieurs sites se sont liquéfiés (figure13).



Figure I-13 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après l'EERI, 2003)

1.3.10: Christchurch, New Zealand (2011)

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

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



Figure I-14 : un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à christchurch, New Zealand



Figure I-15 : Ebullition de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à christchurch, New Zealand (2011)

I .4 : Facteurs influençant la liquéfaction

I.4.1 Âge et origine des sols

Les dépôts naturels d'origine alluviale et fluviale ont généralement des grains de sol en état d'emballage lâche. Ces dépôts sont jeunes, faibles et exempts de Force due à la cémentation et au vieillissement. Youd et Hoose (1977)(6) ont déclaré qu'en règle générale, les dépôts alluviaux plus anciens que le Pléistocène tardif (10 000 à 130 000 ans) ne se liquéfieront probablement qu'en cas de fortes séismes, alors que les dépôts tardifs de l'Holocène (1 000 ans ou moins) Susceptibles de se liquéfier, et les dépôts antérieurs de l'Holocène (1 000 à 10 000 ans) sont moyennement liquéfiables.

I .4.2 Type de sol et répartition des grains :

Le type de sol le plus sensible à la liquéfaction est celui dans lequel la résistance à la déformation est mobilisée par frottement entre les particules. Si d'autres facteurs tels que la forme du grain, le coefficient d'uniformité et la densité relative influencent la résistance au frottement du sol sans cohésion. Tsuchida (1970) (7) a résumé les résultats des analyses des tamis effectuées sur un certain nombre des sols alluviaux et diluviaux dont on savait qu'ils étaient liquéfiés ou non liquéfiés pendant les tremblements de terre. Il a proposé des plages de courbes granulométriques séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables comme le montre la figure I-16

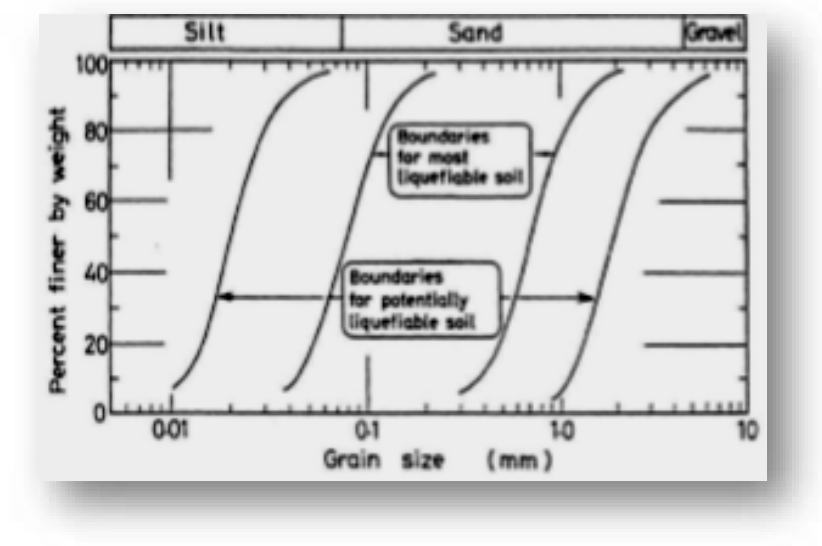


Figure I-16 : Limites dans les courbes de gradation séparant les sols liquéfiables et non liquéfiables (Tsuchida, 1970)

La superficie des deux courbes intérieures de la figure 5 représente les sables et les sables limoneux, les sols présentant la plus faible résistance à la liquéfaction. Un sol avec une courbe de gradation tombant dans les zones entre les courbes externes et internes est moins susceptible de se liquéfier. Les sols avec un pourcentage plus élevé de graviers tendent à mobiliser une résistance plus élevée pendant le cisaillement et à dissiper les pressions de pores en excès plus rapidement que les sables. Cependant il existe des cas qui indiquent que la liquéfaction s'est produite dans les sols graviers lâches (Seed, 1968(8), Ishihara, 1985(9), Andrus et al, 1991(10)). Il existe également de nombreuses preuves permettant de montrer que les matériaux à gradient uniforme ayant généralement un coefficient d'uniformité inférieur à cinq sont plus sensibles à la liquéfaction que les matériaux bien calibrés (Ross et al, 1969(11), Lee et Fitton, 1969(12)).Les sables fins ont tendance à se liquéfier plus facilement que les sables grossiers, les sols graviers, les limons ou l'argile.

I.4.3 :Densité relative

Les résultats des tests de laboratoire et les antécédents de cas indiquent que pour un sol donné le rapport des vides initial ou la densité relative est l'un des facteurs les plus importants de contrôle de la liquéfaction. La liquéfaction se produit principalement dans les sables saturés propres et les sables limoneux ayant une densité relative inférieure à 50%. Pour les sables denses cependant leur tendance à se dilater lors du cisaillement cyclique engendrera des pressions d'eau interstitielle négatives et augmentera leur résistance au cisaillement. La limite inférieure de densité relative au-delà de laquelle la liquéfaction ne se produira pas est d'environ 75%.

I.4.4: Degré de Saturation

La liquéfaction ne se produira pas dans les sols secs. Seul l'établissement par suite de la densification pendant l'agitation peut être un sujet de préoccupation, on sait très peu sur le potentiel de liquéfaction des sables partiellement saturés. Les résultats des tests de laboratoire disponibles (Sherif et al. 1977(13)) montrent que la résistance à la liquéfaction des sols augmente avec un degré de saturation

Décroissant et que les échantillons de sable à faible degré de saturation ne peuvent se liquéfier que sous des excitations sévères et de longue durée.

I.4.5: Contrainte verticale et sur consolidation

Il est bien connu qu'une augmentation de la contrainte verticale effective augmente la capacité du support et la résistance au cisaillement du sol et augmente ainsi la contrainte de cisaillement nécessaire pour provoquer la liquéfaction et diminue le potentiel de liquéfaction. D'après les observations faites sur le terrain un certain nombre d'enquêteurs ont conclu que les sables saturés situés à plus de 15 à 18 m ne sont probablement pas liquéfiables. Ces profondeurs sont en général d'accord avec Kishida (1969) qui affirme qu'un sol sablonneux saturé n'est pas liquéfiable si la valeur de la surpression effective dépasse 190 $KN/m2$ Les données théoriques et expérimentales montrent que pour un sol donné un taux de surconsolidation plus élevé entraîne une pression latérale supérieure au repos et augmente ainsi le taux de contrainte de cisaillement nécessaire pour causer la liquéfaction.

I.4.6: Epaisseur de la couche de sable

Afin d'induire des dommages importants à la surface du sol à partir de la liquéfaction la couche de sol liquéfiée doit être suffisamment épaisse pour que la pression d'élévation et la quantité d'eau qui en résultent puissent provoquer une rupture du sol comme l'ébullition et la fissuration du sable (Ishihara, 1985, Dobry, 1989(14)). Si la couche de sable liquéfié est mince et enfouie dans un profil de sol la présence d'une couche de surface non liquéfiable peut empêcher les effets de la liquéfaction en profondeur d'atteindre la surface. Ishihara (1985) établi un critère pour fixer une valeur de seuil pour l'épaisseur d'une couche superficielle non liquéfiable afin d'éviter les dommages au sol dus à la liquéfaction comme le montre la figure (I.17).

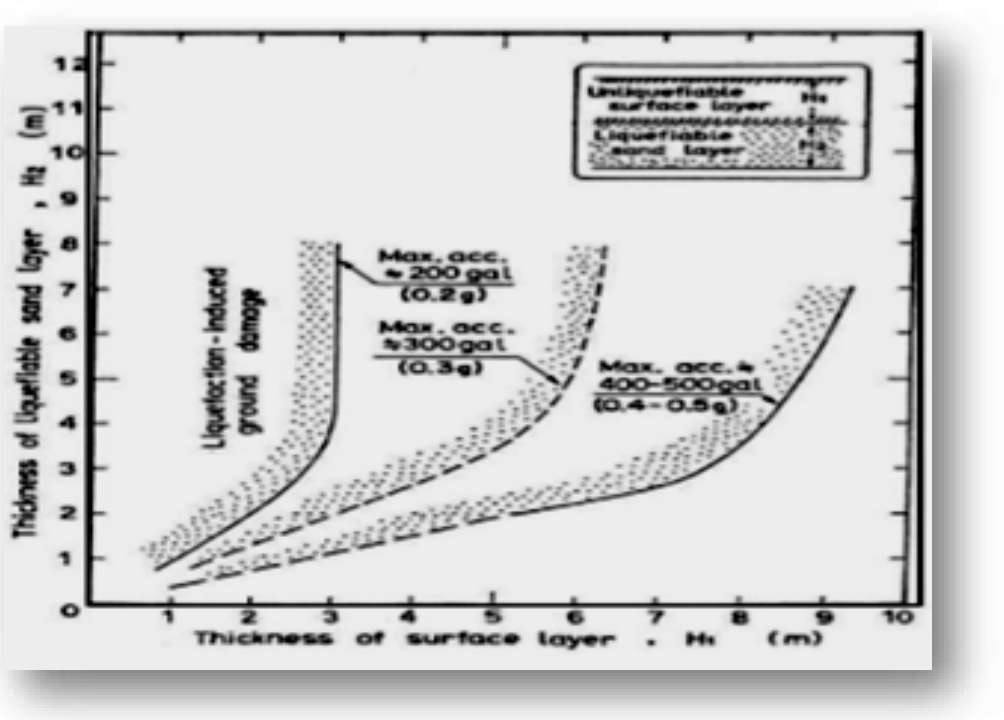


Figure I-17 : courbes limites pour l'identification de l'épaisseur de la couche superficielle (Ishihara, 1985).

I.4.7.: Caractéristiques de chargement sismique

La vulnérabilité de tout sol sans cohésion à la liquéfaction au cours d'une Tremblement de terre dépend de l'amplitude et du nombre de cycles de contraintes ou de sollicitations induites par le tremblement de terre. Ceux-ci sont liés à l'intensité, à la fréquence prédominante et à la durée du Tremblement de terre

I.5: Traitement des sols liquéfiables

La réduction du risque dû au phénomène de liquéfaction devient nécessaire pour préserver la stabilité de la structure durant un séisme. Plusieurs techniques sont disponibles pour améliorer les faibles caractéristiques des sols susceptibles à la liquéfaction; elles peuvent être subdivisées en deux catégories comme énumérées ci-dessous :

- Méthode d'amélioration des caractéristiques de résistance du sol :

Ces premières méthodes consistent à améliorer, d'une part les caractéristiques du sol, et d'autre part la dissipation de l'excès de pression interstitielle dans les pores. Parmi ces méthodes, nous citons:

I.6.1.1: Densification de sol

I.6.1.1.1: Compactage dynamique

Cette technique est particulièrement applicable aux sols granulaires lâches a placée près de la surface au sol. Il s'agit d'un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration, Cette méthode de compactage est largement utilisée, cependant elle possède certains inconvénients. En effet, d'une part elle cause des vibrations et des bruits qui influencent sur le bon comportement des structures avoisinantes, et d'autre part, le compactage des sols possédant une grande quantité de particules fines est assez difficile



Figure I-18 : technique de compactage dynamique

I.6.1.1.2: Vibro-flottation

La vibro flottation est un procédé dans lequel un dispositif est introduit dans le terrain lâche afin de le compacter par une vibration et une saturation simultanée. Lorsque le dispositif vibre l'eau est injectée par pompage à une vitesse telle qu'elle ne peut pas être absorbée par le sol. L'action de ces vibrations va provoquer un réarrangement des grains du sol grenu, réduisant ainsi l'indice des vides et augmentant la densité relative et la compacité du sol traité.

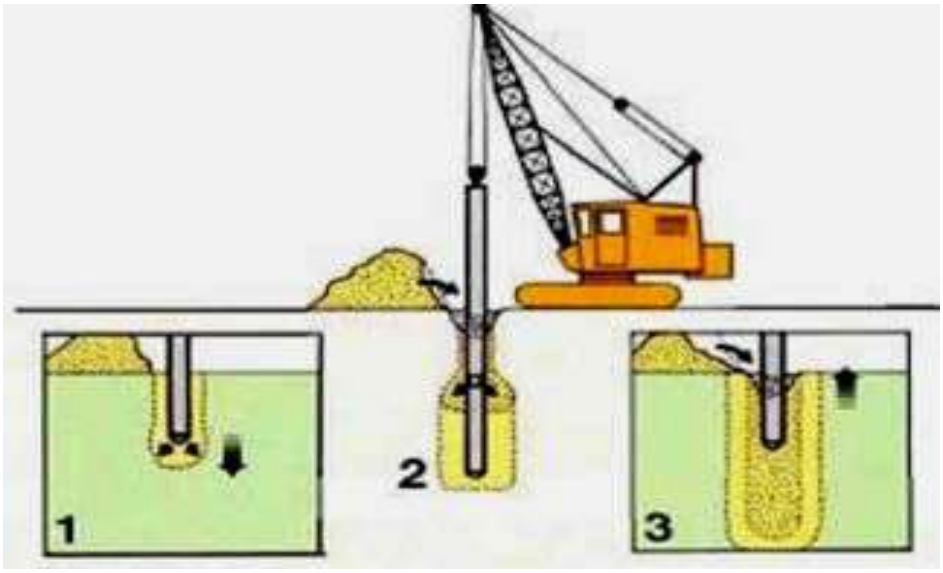


Figure I-19 : densification du sol par vibroflottation

I.6.1.1.3: Colonnes ballastées

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

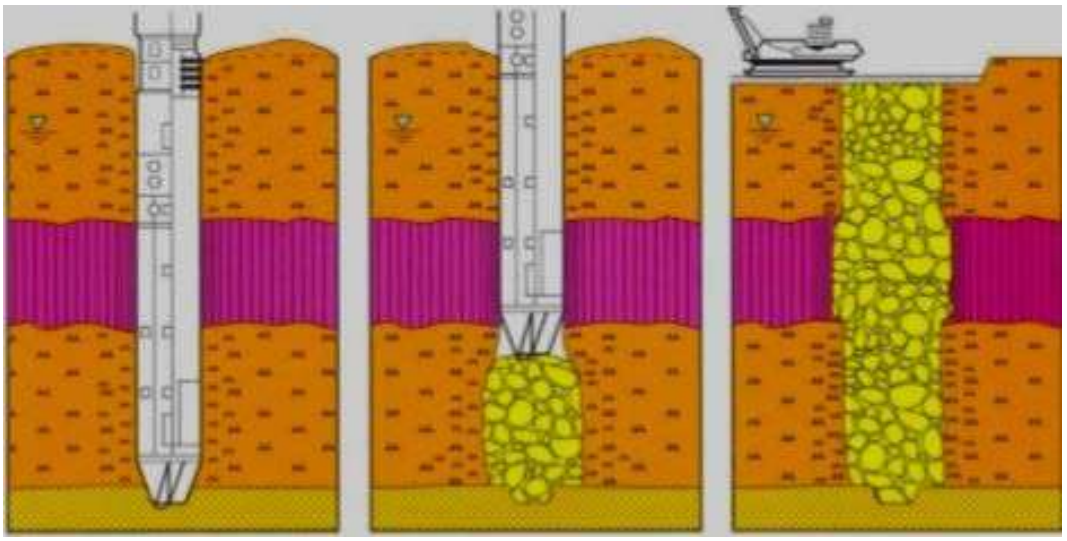


Figure I-20 : installation des colonnes ballastées

I.6.1.1.4: Substitution

La substitution du profil de sol par un matériau qui ne se liquéfie pas est appelée méthode de substitution. Les graviers et les sols mixés avec du ciment sont des matériaux non-liquéfiables et sont utilisés dans la réduction du risque de liquéfaction.

- Technique de drainage

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

Combinaison avec d'autres types de techniques d'amélioration de sol pour une réduction plus pertinente du risque de liquéfaction.

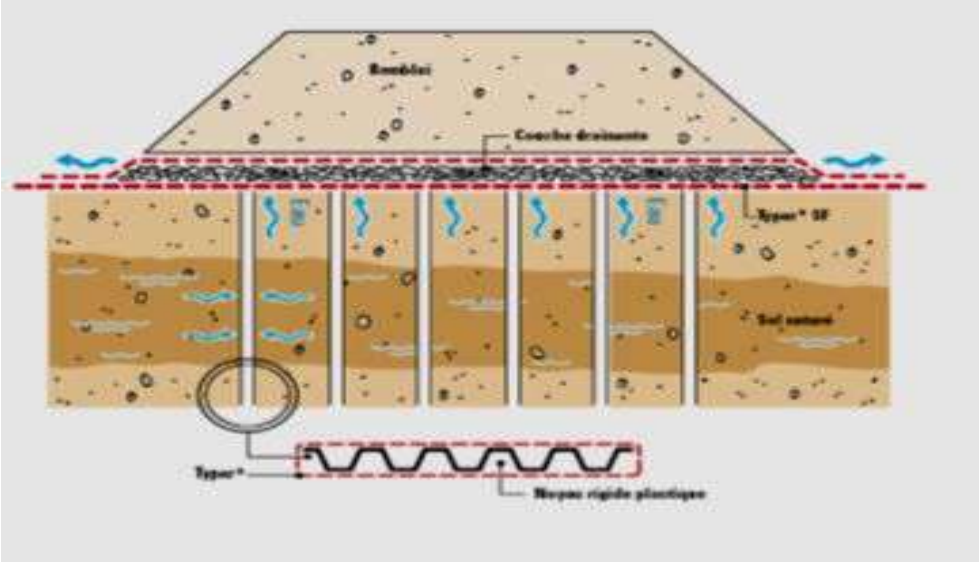


Figure I-21 : technique de drainage

I.7 :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 de Seed et Idriss (1971) pour l'évaluation de potentiel de liquéfaction.

CHAPITRE II

L’évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols

II.1 :Introduction

La liquéfaction d'un site est un aspect particulier aux sols granulaires lâches et peut causer de graves dommages aux constructions, il est donc important d'être en mesure de prédire le comportement des sols face à la problématique de la liquéfaction .

Ce chapitre présente les méthode pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction basée sur les corrélations empiriques établis à partir des essais in-situ.

II.2 :Méthodes d'évaluation de potentiel liquéfaction

II.2.1Méthode basée sur des essais de laboratoire

Cette méthode consiste à déterminer la résistance de cisaillement cyclique non-drainée par des essais de laboratoire (triaxial cyclique, cisaillement cyclique, etc...) qui par comparaison avec le niveau d'intensité sismique permet de conclure sur le risque éventuel de liquéfaction.

II.2.1.1 :Evaluation de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement maximale due au séisme peut être exprimée comme suit :

$$RCC = \frac{\text{amax}}{\text{g}} * \sigma\text{v} * \text{rd} \quad (1)$$

$\boldsymbol{am}$: Accélération maximale du sol en surface en (m/$s2$)

g: accélération de la pesanteur (m/$s2$)

σv: La contrainte verticale totale du sol (Kpa)

$\boldsymbol{rd}$: Facteur de réduction des contraintes due à la flexibilité du sol.

La figure 1 fournit un digramme de contrainte de cisaillement dus aux sollicitations sismiques en fonction de temps.

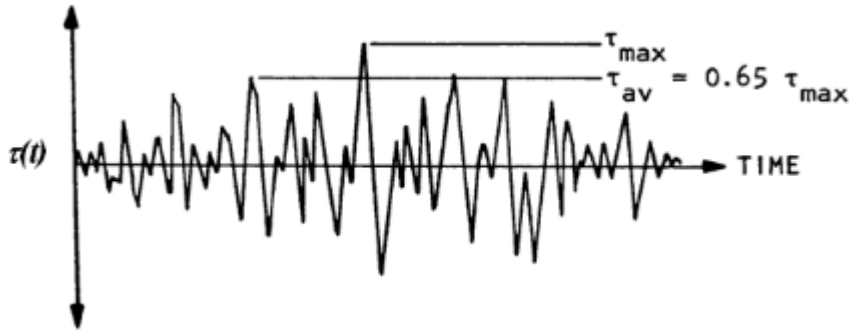


Figure II 1: Contrainte de cisaillement en fonction de temps durant un séisme

La contrainte de cisaillement moyenne due à un séisme de référence (correspondant à une magnitude M=7.5 et un nombre de cycles équivalents d'auteur de 15) à la profondeur considérée est exprimée par:

RCC=0.65.$rmax$ (2)

Le nombre de cycles équivalents en fonction de la magnitude du séisme (Seed et Idriss, 1971) est donné dans le tableau II.1 :

Tableau II.1: Nombre de cycles équivalents

Magnitudes	Nombre de cycles équivalents
5.5 à 6	5
6.5	8
7	12
7.5	15
8	20

En combinant l'équation 1 et 2, la contrainte de cisaillement moyenne est donnée par :

$\tau moy = \frac{amax}{g} * \sigma v * rd$ (3)

II.2.1.2 :Evaluation de la résistance au cisaillement cyclique non drainée

La détermination de la résistance cyclique CRR est effectuée à partir des essais de laboratoire (triaxial cyclique par exemple) dont les échantillons de sable doivent être intacts.

La valeur de la CRRnon drainée est donnée en fonction de nombre de cycle N. Cette résistance peut être définie par la condition de liquéfaction suivante $\frac{u}{\sigma v} = 1$ (4)

Où $u$est la pression interstitielle et est σvla contrainte verticale.

En utilisant l'appareil triaxial cyclique, la résistance au cisaillement cyclique est exprimée par la relation suivante:

$$\tau l = \frac{1 + 2k0}{3}\left(\frac{\sigma d}{2\sigma' 0}\right)\sigma' v \qquad (5)$$

σ′v: est la contrainte verticale effective en place σ′0:

est la pression de confinement effective σ′d: étant le

déviateur cyclique

K0: est le coefficient de poussée des terres au repos

II.2.1.2.1 :Méthode de seed et al (1971)

Pour calculer le CRR basé sur l'essai triaxial cyclique, CRR de l'essai triaxial cyclique est calculé par :

$$\mathrm{CRR} = 0.572\left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}\right)tri$$

Où

σ d: Déviateur de contrainte

σ' c: La pression de confinement effective

II.2.1.2.2 :Méthode de seed et al (1979)

Pour le passage de CRR tx en CRR de chantier, les deux auteurs ont adopté l'équation suivante proposée initialement par Seed (1979) : $CRR = \frac{(1+2k_0)}{3} r_c (CRR_{tx})$

$CRR_{tx} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_c}$ (8)

Avec k0= σ′h/ σ′v (9)

Avec $r_c$une constante qui prend en considération l'effet des secousses multidirectionnelles avec des valeurs variant entre 0,9 et 1,0.

II.2.2 Méthodes basées sur des essais in-situ

II.2.2.1 :Rapport des contraintes cycliques CSR

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

II.2.2.1.1 :Développement de la relation du CSR

Le développement a été fait comme suit :

Une colonne de sol a une largeur et une longueur unitaires et qu'elle se déplace horizontalement comme un corps rigide sous l'effet d'un tremblement de terre (amax).La figure2 montre la colonne du sol, telle que W le poids de la colonne du sol. À une profondeur donnée Z ; la force sismique horizontale peut s'exprimer par F telle que : $F = m.a = \left(\frac{w}{g}\right) amax = \left(\frac{y.z}{g}\right) amax = \sigma v0.\left(\frac{amax}{g}\right)$

(10)

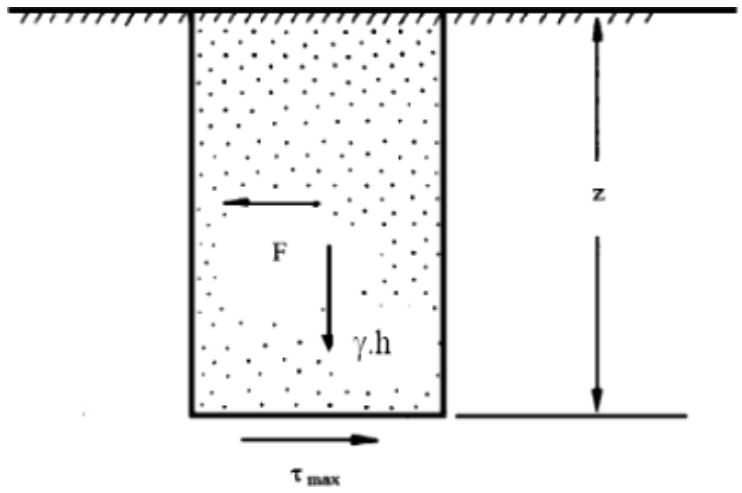


Figure II 2 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR

Comme il est montré dans la figure 2 la force horizontale maximale F égale à la force de cisaillement maximale à la $r$max alors :

$$F = \tau max = \sigma v0 \left(\frac{amax}{g}\right)$$

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

$r$cyc=0.65∗$r$max (12)

r**cyc :**la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique

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

: $CSR = \frac{\tau cyc}{\sigma' V} = 0.65.\left(\frac{amax}{g}\right)\left(\frac{\sigma v}{\sigma' V}\right).rd$ (13)

Du fait que le sol se comporte comme un corps déformable(figure3) Seed et Idriss (1971) ontintroduit un facteur de réduction des contraintes d'où:

(14) $\tau_{max=}\sigma v_0 \frac{a_{max}}{g} * r_d$

Plusieurs modelés de calcul de rdont été proposés, Lioa et Witham (1986) ont donné les

expressions suivantes:

$$r_d = 1 - 0.00765z \qquad \text{Pour } z < 9.15\,m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0276z \qquad \text{Pour } 9.15 < z < 21\,m \tag{15}$$

Une autre formule proposée par Blak(1996) d'où:

$$r_d = \frac{1-0.4113z^{0.5}+0.04052z+0.001753z^{1.5}}{1-0.4177z^{0.5}+0.05729z-0.006205z^{1.5}+0.001210z^{2}} \tag{16}$$

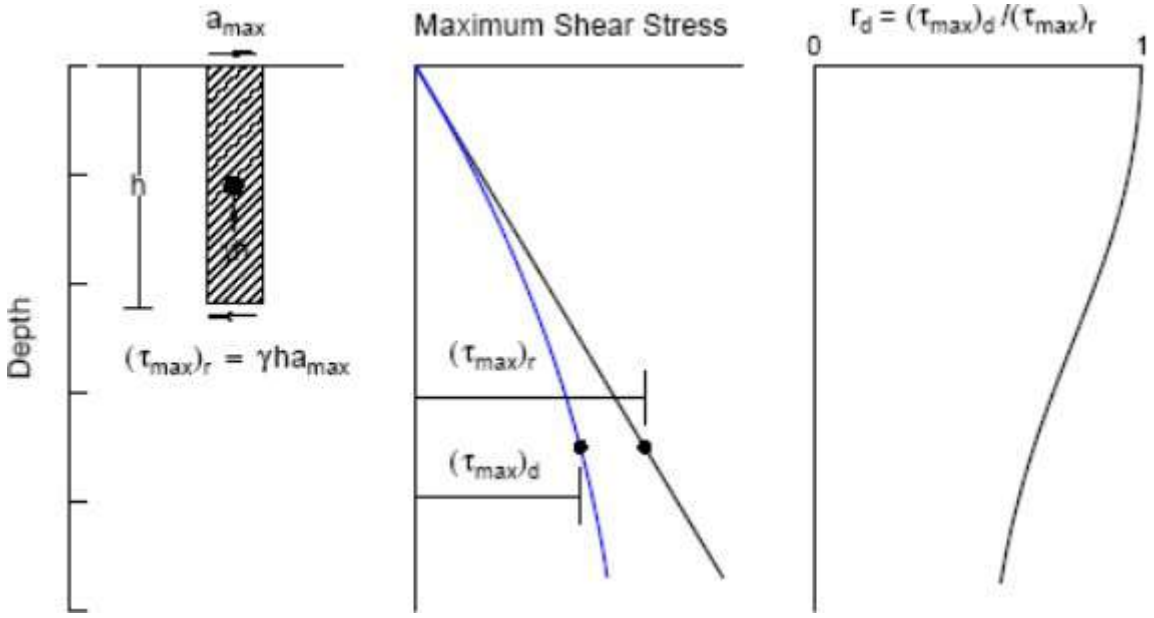


Figure II 3:Détermination des contraintes de cisaillement maximales

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

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

$$\mathrm{Ln}(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M$$

(17)

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

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

Ces équations sont applicable pour un profondeur z ≤ 34 m , sinon (pour z >34 m) la valeur de rdprend la forme suivante :

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M) \quad (18)$$

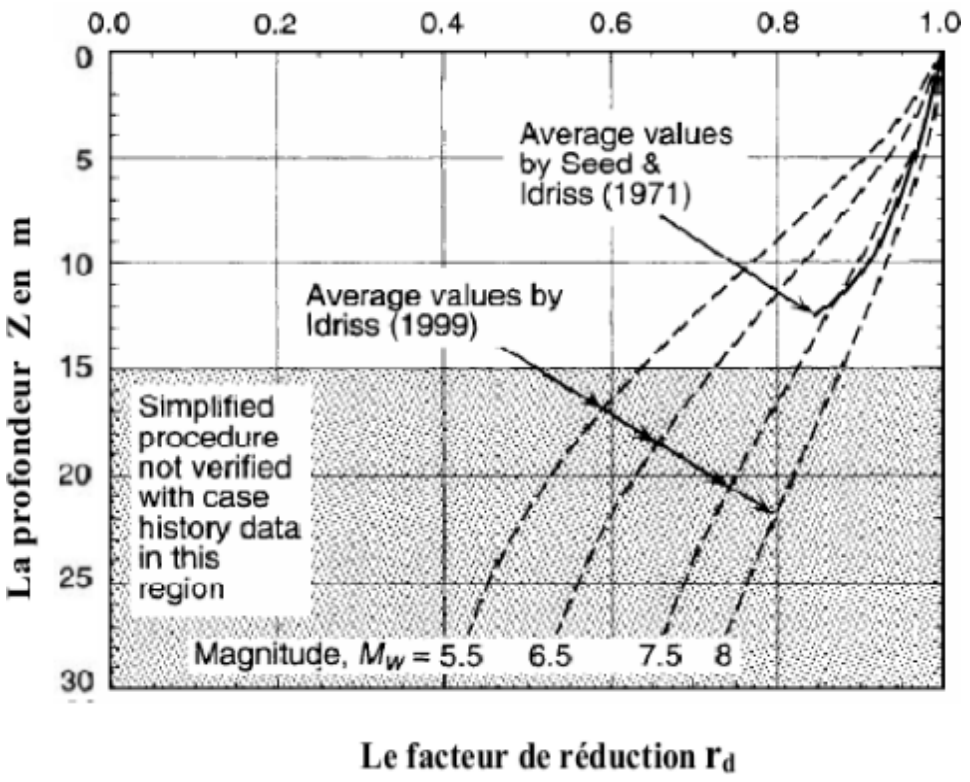


Figure II4: Variation de facteur de réduction en profondeur

F:force horizontale exercée sur la colonne du sol en (KN/$m2$)

am: Accélération maximale du sol en surface en (m/$s2$)

g:accélération de la pesanteur (m/$s2$)

m: la masse de la colonne de sol en (Kg)

z: la longueur de la colonne (m)

γ:Poids volumique du sol en (KN/$m3$)

$\sigma v0$: La contrainte verticale totale du sol a la profondeur z en (Kpa)

CSR: rapport des contraintes cycliques

$\sigma v'0$: La contrainte verticale effective (KPa)

Kc:Facteur de réduction de contrainte lié à la flexibilité de la colonne de sol

II.2.2.2 :Rapport de résistance cyclique CRR

La détermination de résistance cyclique de sol peut s'effectuer en utilisant des données obtenues à partir des essais in-situ (Standard pénétration test, Cône pénétration test, mesure de vitesse d'ondes de cisaillement, etc...).Dans cette section on expose les démarches de la détermination de rapport de la résistance de cisaillement cyclique selon les différentes méthodes disponible.

II.2.2.2.1 :Méthodes basées sur SPT

- **L'appareillage de l'essai SPT**

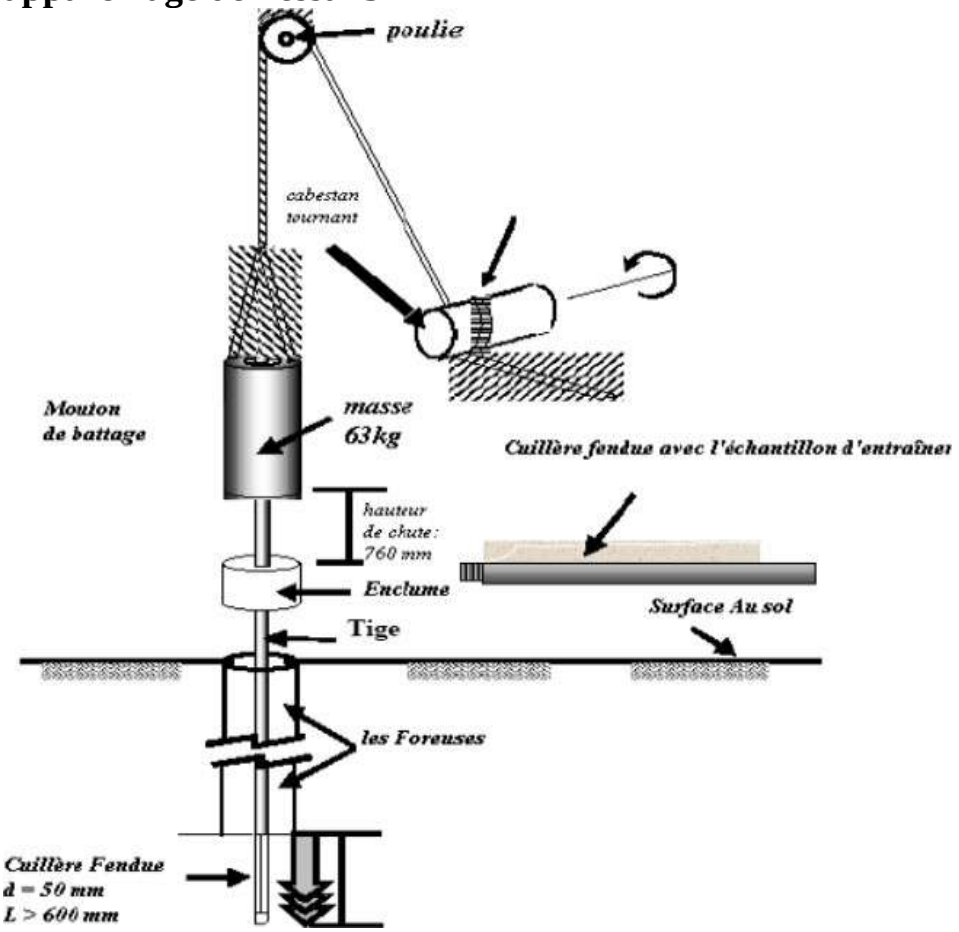


Figure II 5’équipement de l’essai SPT

- **Procédure de l’essai SPT**

La méthode d'essai Standard Pénétration Test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg à une hauteur de 760 millimètre pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incrément de 150 millimètre);

Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément (150 millimètre).

L'incrément 150 millimètre initial est considéré comme une commande d'allocation des places.

Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incrément 150 millimètre sont montés pour fournir des coups de 300 millimètres.

Ce total est mentionné comme le nombre des coups "N" de SPT. Des comptes de coup pris pour chaque intervalle de150 millimètre devraient être enregistrés, même pour l'incrément d'allocation des places.

En plus, tout le rétablissement de sol pendant la commande 450 millimètre ne devrait être enregistrée.

L'essai SPT présente quelques conditions :

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

➢ **Exploitation des résultats**

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

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

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

Le nombre de coup est N = N2+N3

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

D'autres facteurs dus aux matériels de l'essai peuvent influencer les valeurs de N-SPT, le nombre de coups corrigé , Black a proposé la formule suivante :

$$(N1)60=NmCNCECBCRCS \qquad (18)$$

Avec :

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

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

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

CB : est la correction du diamètre du forage ;

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

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

(N1)60 : 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage ;

Tableau II.2 : Corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998)

Facteurs de correction	Equipement	Terme	Correction
Taux d'énergie	Marteau Donut (Donut hammer) Marteau safety Marteau automatique	CE	0.5—1.0 0.7—1.2 0.8—1.3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	CB	1.0 1.05 1.15
Longueur de la tige	< 3 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 m 10 à 30 m	CR	0.75 0.80 0.85 0.95 1.00
Méthode d'échantillonnage	Standard Sans recouvrement	CS	1.0 1.1—1.3

La figure 5 :représente le rapport de résistance cyclique en fonction de nombre de coups normalisé($N1$)60,ou 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

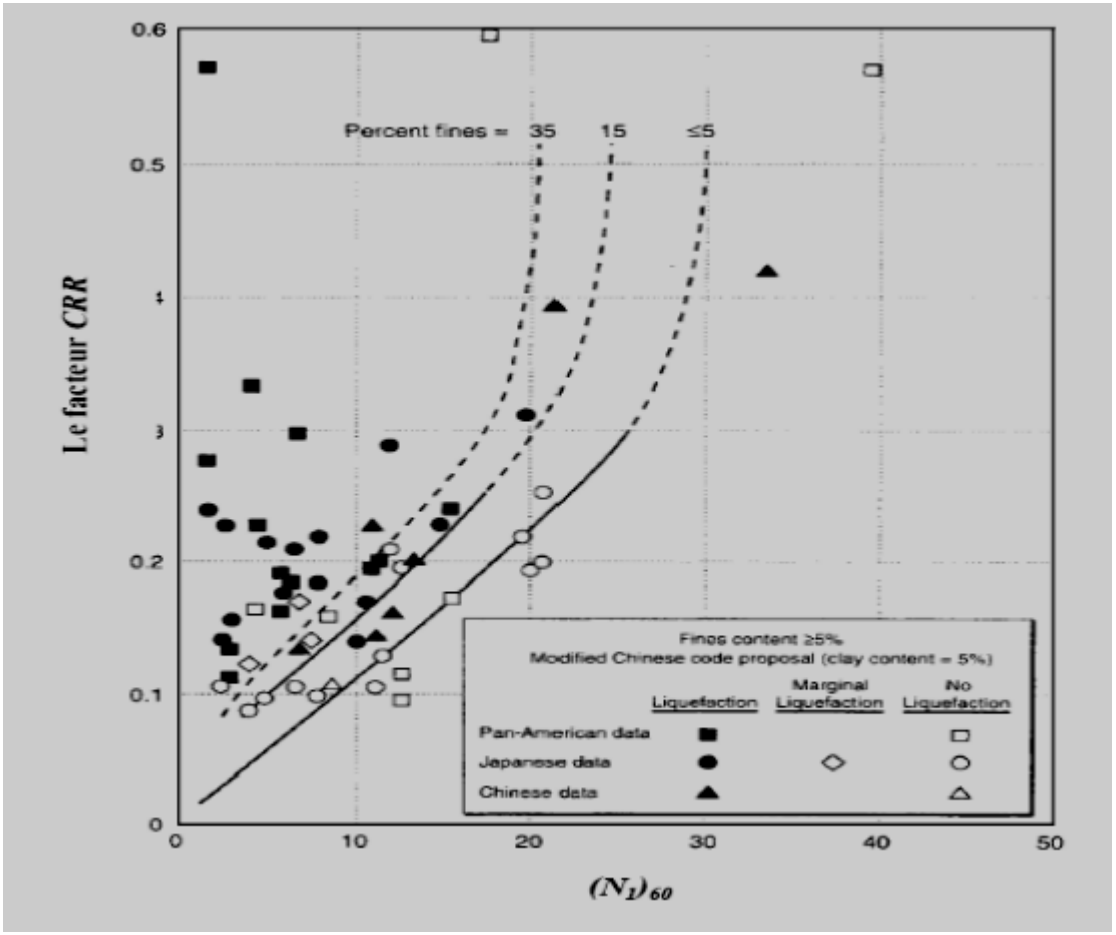


Figure II 6: Courbes simplifiées pour le calcul de CRR modifiées par Seed et al,1985

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

$(N1)60cs=(N1)60+\Delta(N1)60$ (19)

Δ(N1)60 Est défini par (Stark et Olsen,1995) comme suit:

si $FC\leq 5\%\Delta(N1)60=0$

si $5\%\leq FC \leq 35\%\Delta(N1)60= 0.24\ [FC-5]$ (20)

si $FC\geq 35\%\Delta(N1)60=7.2$

En utilisant la figure 6 Idriss et boulanger (2004) ont donné l'expression suivante de Δ(N1)60:

$$\Delta(N1)_{60} = EXP\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left(\frac{15.7}{FC+0.1}\right)^2\right) \quad (21)$$

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

$$(N1)60cs = \alpha + \beta(N1)60 \quad (22)$$

Tel que:

$$\begin{aligned} &\text{Si} \quad FC \leq 5 && \alpha = 0 \text{ et } \beta = 1 \\ &\text{Si} \quad 5\% \leq FC \leq 35\% && \alpha = EXP\left[1.76 - \left(\frac{190}{FC^2}\right)\right] \text{ et } \beta = \left[0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000}\right)\right] \\ &\text{Si} \quad FC \geq 35\% && \alpha = 5 \text{ et } \beta = 1.2 \end{aligned} \quad (23)$$

Dans ce qui suit nous présenterons les expressions établis pour la détermination de rapport de la résistance cyclique.

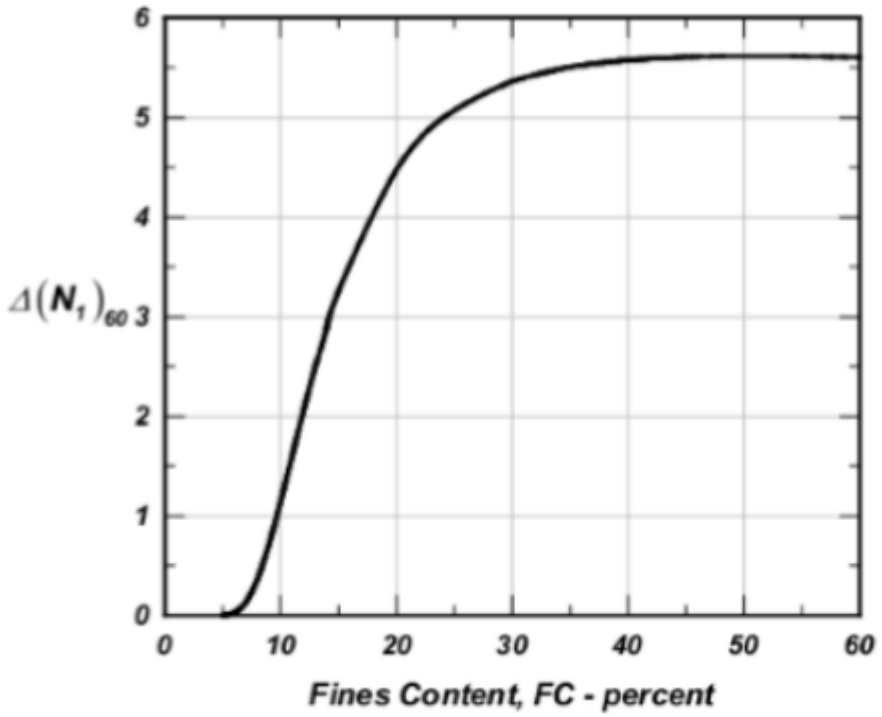


Figure II.7: Variation de Δ(N1)60en fonction de pourcentage desfines selon Idriss et Boulanger, 2004

Dans ce qui suit nous présenterons les expressions établis pour la détermination de rapport de la résistance cyclique.

Les approches analytiques de la courbe adoptée par Seed et al (1985)

a) Approche de Blake

Une formule analytique est proposée par Blake (1997) pour la courbe de référenceCRR7,5 (Voir courbe correspondant à FC ≤5 % en figure 3) ; elle s'écrit sous la forme suivant :

$$\mathrm{CRR}_{7.5} = \left(\frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}\right)$$

(24)

Avec :

x = (N1)60cs;

a = 0,048 ;

b = -0,1248 ;

c = -0,004721 ;

d = 0,009578 ;

e = 0,0006136 ;

f = -0,0003285 ;

g = -1,673.10-5 ;

h = 3,714.10-6 ;

N.B : Cette expression est valable pour des valeurs de (N1)60cs inférieures à 30. Dans le cas contraire, on fixe CRR7,5 à 1,2. De même, pour des valeurs de (N1)60csinférieures à 3, la formule n'est plus valable ; elle est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05 (voir figure 3). Ce dernier point a été précisé par acceptation générale de la part des participants au groupe de travail de NCEER (1996).

b) Approche de RAUCH

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

al 1985 à la formule suivante :

$$\mathrm{CRR}_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)60_{cs}} + \frac{(N_1)60_{cs}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)60_{cs} + 45]^{2}} - \frac{1}{200}$$

NB : Cette équation reste valable pour (N1)60 < 30. Pour (N1)60 ≥ 30 on admit directement que le sol est non liquéfiable.

Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984)

CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai de cisaillement cycliques non drainé:

$$\begin{cases} CRR = 0.225 \log_{10} \dfrac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\dfrac{N}{\sigma'_V + 0.7}} & pour \quad 0.04mm \le D_{50} \le 0.6mm \\ CRR = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\dfrac{N}{\sigma'_V + 0.7}} & pour \quad 0.6mm \le D_{50} \le 1.5mm \end{cases} \quad (26)$$

N: le nombre de coups de la pénétration standard

σ′ V:la contrainte effective (en kgf/cm)

D50: le diamètre moyen de particules (en mm)

Méthode d'Andrus et al (2004)

Andrus et al.(2004) ont proposé l'équation suivant pour le CRR ,par l'utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de$(N_1)60_{cs}$ (figure7) :

$$CRR_{7.5} = 0.017\left[(N_1)_{60cs}\right]^{0.506} + 2.8\left[\frac{1}{215 - 87.8\left[(N_1)_{60cs}\right]^{0.253}} - \frac{1}{215}\right]$$

(27)

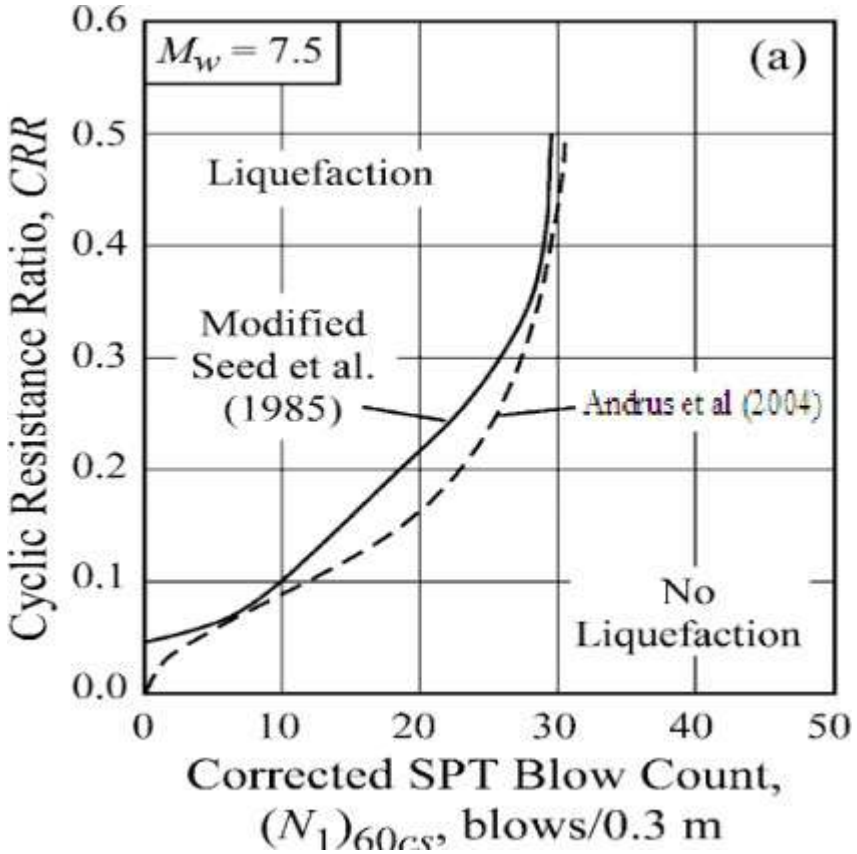


Figure II 8 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5(d'après Andrus et al, 2004)

Méthode de Rolando P. Orense (2005)

CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai triaxial cyclique non drainé:

$$CRR = c_w . R_L$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & pour\ N_a < 14 \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}.(N_a - 14)^{4.5} & pour\ N_a \geq 14 \end{cases}$$

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & pour\ R_L \leq 0.1 \\ 3.3R_L + 0.67 & pour\ 0.1 < R_L \leq 0.4 \\ 2.0 & pour\ R_L \succ 0.4 \end{cases}$$

Pour les sols sableux:

$$N_a = c_1 \times N_1 + c_2$$

$$N_1 = 1.7 \times N / (\sigma'_V + 0.7)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & pour\ 0\% \le Fc < 10\% \\ (Fc+40)/50 & pour\ 10\% \le Fc < 60\% \\ Fc/20 - 1 & pour\ Fc \ge 60\% \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & pour\ 0\% \le Fc < 10\% \\ (Fc-10)/18 & pour\ Fc \ge 10\% \end{cases}$$

Pour les graviers:

$$N_a = [1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)] \times N_1$$

Fc: Pourcentage de fines (%)

Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

En se basant sur la courbe de CRR en fonction de $(N1)60$(figure8),Idriss et Boulanger ont recommandé l'équation suivante pour déterminer la résistance à la liquéfaction

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

Avec :

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

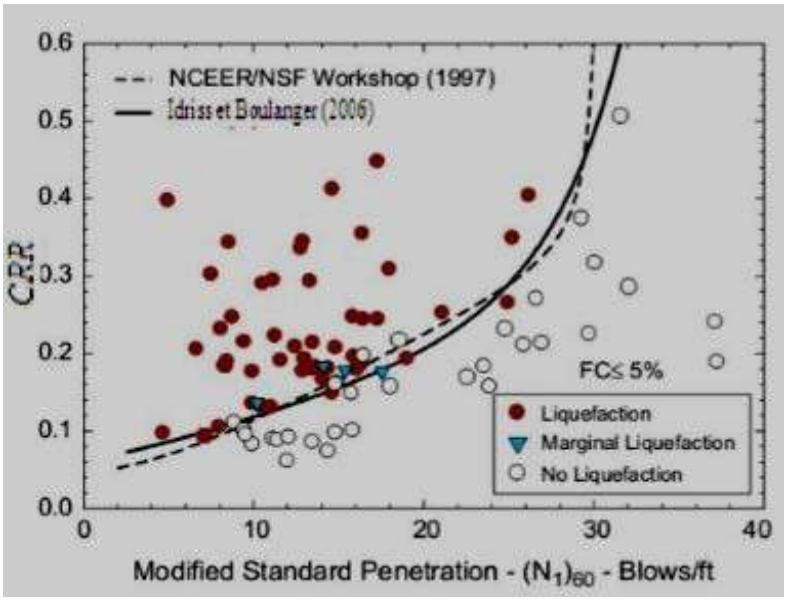


Figure II 9: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour Mw=7.5 (Idriss et Boulanger 2006)

II.2.2.2.2 :Méthodes basées sur CPT

Tel que la méthode basée sur l'essai SPT, la résistance de la pointe qc obtenue par l'essai CPT nécessite une normalisation. (Lunne et al, 1997)

Plusieurs corrélations ont été proposées pour estimer CRR pour le sable propre et le sable limoneux à partir d'une résistance de pointe corrigée d'un essai CPT.

La résistance de la pointe corrigée est donnée par :

$$q_{c1N} = C_Q * \left(\frac{\mathrm{q_c}}{\mathrm{p_a}}\right)$$

Ou:

C_{QQ}: Facteur de normalisation de la résistance à la pointe.

$$\left(\frac{p_a}{\sigma v'0}\right)^n = C_Q$$

(n)Un exposant varie de 0.5 à 1.0 dépend des caractéristiques des grains du sol (Olsen 1997).

Robertson et Wrid (1998) ont établi une carte (figure 7) permet l'estimation du type de sol.

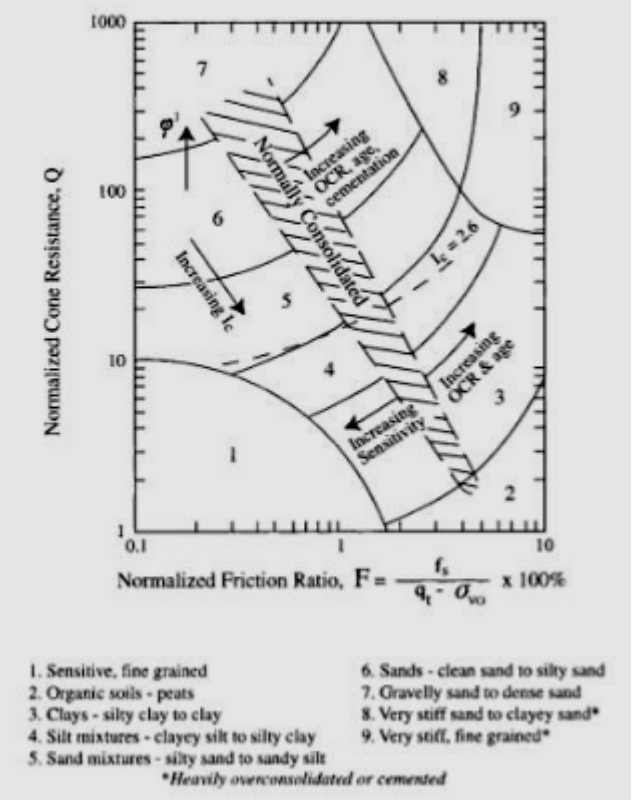


Figure II10: Estimation du type du sol

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 donné comme suit:

$$I_C=[(3.47-logQ)^2+(1.22+logF)^2]^{0.5}$$

Avec:

$$Q=\left[\frac{(q_c-\sigma v_0}{P_a}\right]\left[\left(\frac{P_a}{\sigma v'_0}\right)^n\right]$$

$$F=\left[\frac{f_s}{(q_c-\sigma v_0)}\right]*100\%$$

La figure II.8fournit une courbe préparée par Robertson et Wride (1998)pour la détermination de CRR en fonction de la résistance de la pointe normalisée$qc1N$.Cette courbe a été établie à partir des données de l'histoire compilées à partir de plusieurs enquêtes y compris celles de Strak et Olsen (1995) et de Suzuki et Al(1995).

Idriss 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.

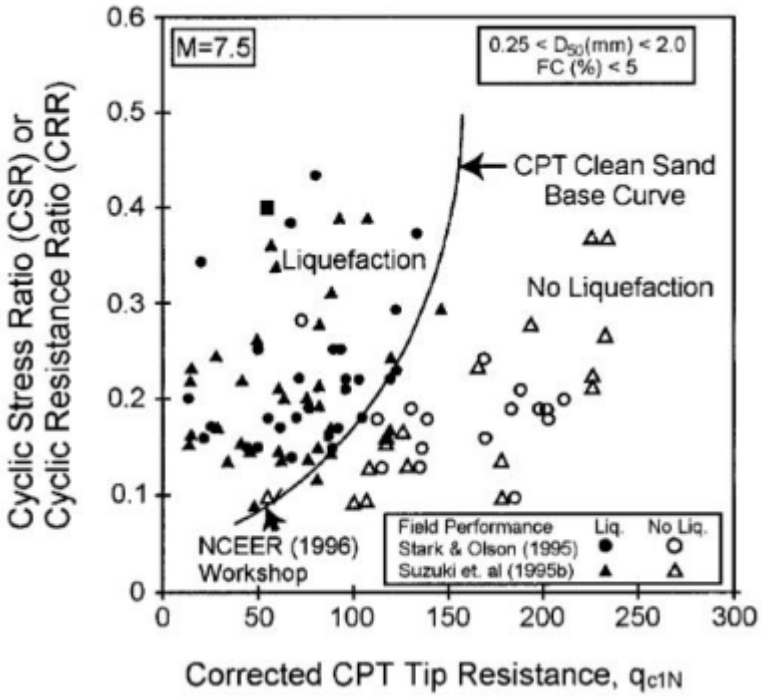


Figure II 11: Courbede calcul de CRR en fonction de$qc1N$reproduite par (Robertson et Wride 1998)

Méthode de Robertson et Wride (1998)

La courbe (figure 8) est approchée par l'équation suivante donnée par Robertson et Wride 1998:

$$CRR_{7.5} = 0.833\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right] + 0.05 \qquad \text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR_{7.5} = 93\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right]^3 + 0.08 \qquad \text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$$

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

$$(q_{c1N})cs = k_c * q_{c1N}$$

q_{c1N}: Résistance à la pointe corrigée.

k_c: Facteur correcteur dépend de Ic défini par l'équation de Robertson et Wride (1998):

Kc=1 Pour Ic≤1.64

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

- **Méthode d'Andrus et Al (2004)**

A partir la courbe représentée dans la figure (II.9) une expression de CRR est donné par Andrus et Al (2004):

$$\text{CRR} = 0.0086\left(q_{c1N,cs}\right)^{0.462} + 2.8\left[\frac{1}{215-\left(q_{c1N,cs}\right)^{0.213}} - \frac{1}{215}\right]$$

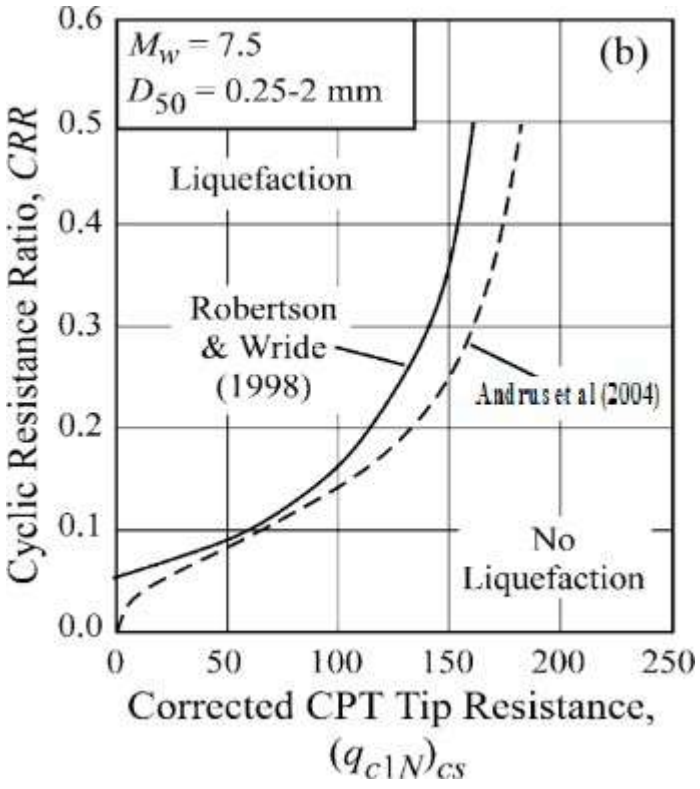


Figure II 12: Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour Mw=7.5 (Andrus et Al,2004)

- **Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)**

En utilisant la courbe de la figure (10) le CRR est exprimé par l'équation suivante:

$$CRR = exp\left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114}\right)^4 - 3\right]$$

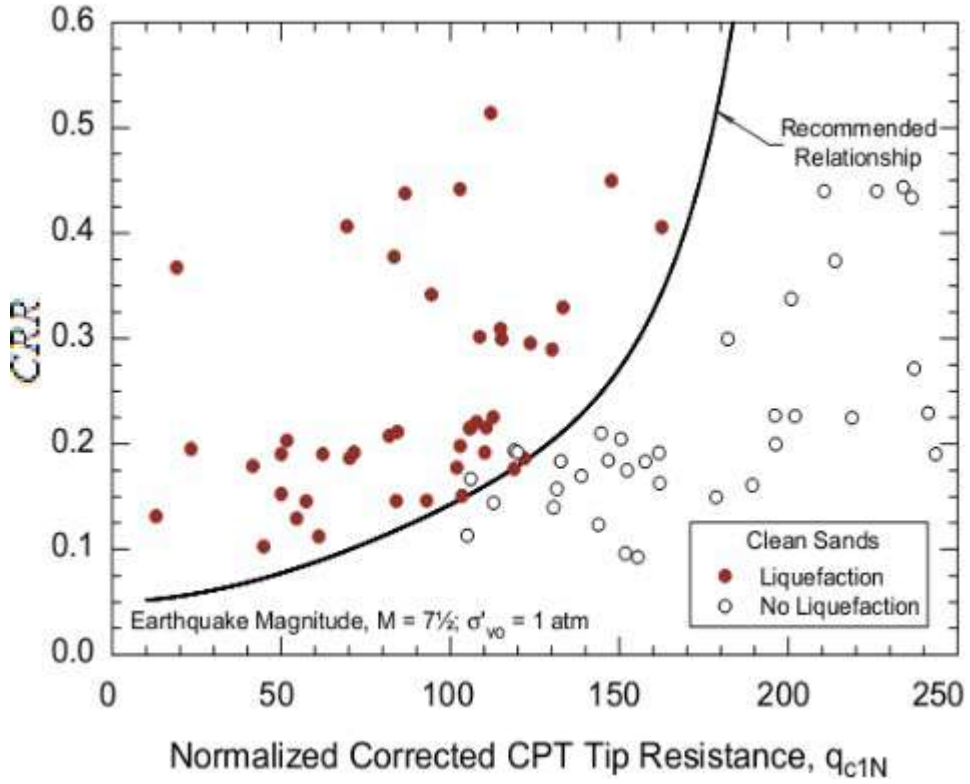


Figure II 13: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur Ncq1pour Mw=7.5(d'après Idriss et Boulanger, 2006)

- **Méthode d'Olsen et al. (1997)**

Olsen (1997) propose une méthode simplifiée pour calcule CRR:

$$CRR = 0.00128\left[\frac{q_c}{(\sigma'_V)^{0.7}}\right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3$$

où

qc: la résistance de pointe exprimée en atm

σ′v: la contrainte effective exprimée en atm

Rf: un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme

II.2.2.3 :Méthode basée sur la mesure des ondes de cisaillement Vs

La résistance à la liquéfaction et la vitesse des ondes de cisaillement sont influencés par des facteurs similaires tels que l'indice des vides, l'histoire descontraintes et l'âgegéologique, ce lien solide

favorise l'utilisation de cette méthode pour estimer le CRR ou comme supplément aux autres approches de pénétration. Les valeurs de vitesse de cisaillement peuvent être déterminées à partir des essais géophysiques tel que l'essai Down-Hole. La vitesse de cisaillement est reliée au module de cisaillement par la relation suivante:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{max}}{\rho}}$$

Ou:

ρ: La masse volumique du sol.

Gmax: Le module de cisaillement(Kpa).

Pour une magnitude de 7.5 la résistance à la liquéfaction est exprimée par l'équation d'Andrus et Stokoe (1997):

$$CRR_{7.5} = a\left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^2 + b\left(\frac{1}{V_{s1}^{*} - V_{s1}} + \frac{1}{V_{s1}^{*}}\right)$$

Avec:

ae: Paramètres d'ajustement de courbe [a=0.022, b=2.8]

$Vs1$: Valeurde vitesse corrigée pour tenir compte de la contrainte des sols sus-jacents donnée par Robertson et Al (1992):

$$V_{s1} = V_s\left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^{0.25}$$

p_a:Pression atmosphérique égale à 100 Kpa.

$\sigma'v$: Contrainte effective (KPa).

$Vs1*$: Limite supérieur de $Vs1$pour que la liquéfaction se produite.

Tel que:

$$V_{s1}{}^{*} = 215\ m/s \qquad \text{Pour FC} \leq 5\%$$

$$V_{s1}{}^{*} = 215 - 0.5(FC - 5) \qquad \text{Pour } 5\% < FC < 35\%$$

$$V_{s1}{}^{*} = 200\ m/s \qquad \text{Pour FC} \geq 35\%$$

Pour les sables ayant un pourcentage des fines supérieur ou égal à 5% la résistance est donnée par l'expression suivante:

$$CRR_{7.5} = 0.022\left[\frac{V_{s1csal}}{100}\right]^{2} + 2.8\left[\frac{1}{215 - V_{s1csal}} + \frac{1}{215}\right]$$

$Vs1cs$: Valeur de vitesse corrigée comme suit:

$Vs1csal = KalKcsVs1$

K: Facteur d'âge pour les valeurs de $Vs1$élevées égal à 1 pour les sols d'Holocène-âge d'après Andrus et Stokoe (2004).

K: Facteur de correction dépend de pourcentage des fines. Il est donné par:

$$K_{cs} = 1 \qquad \text{Pour FC} \leq 5\%$$

$$K_{cs} = 1 + (FC - 5)T \qquad \text{Pour } 5\% < FC < 35\%$$

$$K_{cs} = 1 + 30T \qquad \text{Pour FC} \geq 35\%$$

$$\text{Avec :} \qquad T = 0.009 - 0.109\left(\frac{V_{s1}}{100}\right) + 0.0038\left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^{2}$$

II.2.2.4 :Détermination de K_{σ}

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

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{v}}{P_{a}}\right)^{f-1}$$

Telle que :

f : dépend de la densité relative (Dr).

F = 0.7 – 0.8 pour une densité relative entre 40% et 60%.

F = 0.6 – 0.7 pour une densité relative entre 60% et 80%.

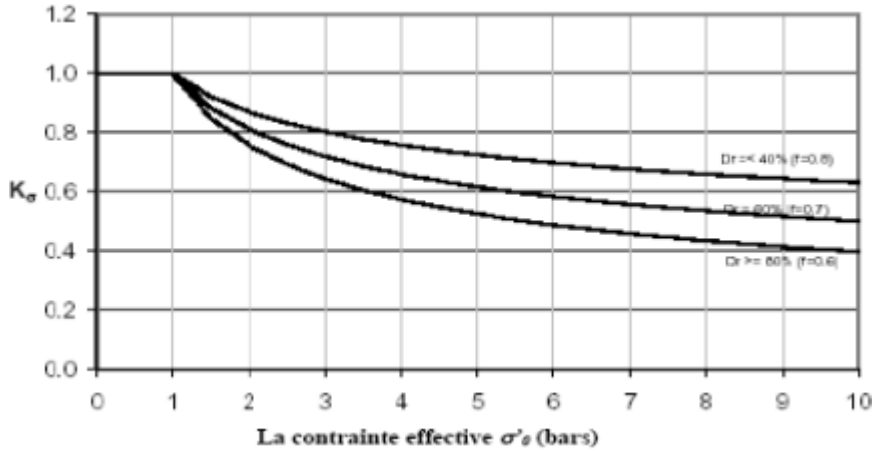


Figure II 14 :facteur de correction K σ (Youd et al..,2001)

II.2.2.5 :Facteur de correction de magnitude MSF

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

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

Avec :

n : constante égale à (-2,56) **Mw** : la magnitude du séisme

la gamme des ces facteurs déterminés à partir de diverses études. Les facteurs de correction de la magnitude recommandés par le workshop NCEER(1997) étaient entre la limite inférieure des

courbes d'Arango (1996) et les courbes d'Andrus et Stokoe (1997). Les facteurs d'Idriss (1999) correspondent bien avec les recommandations de NCEER pour des profondeurs entre 8 et 16m.

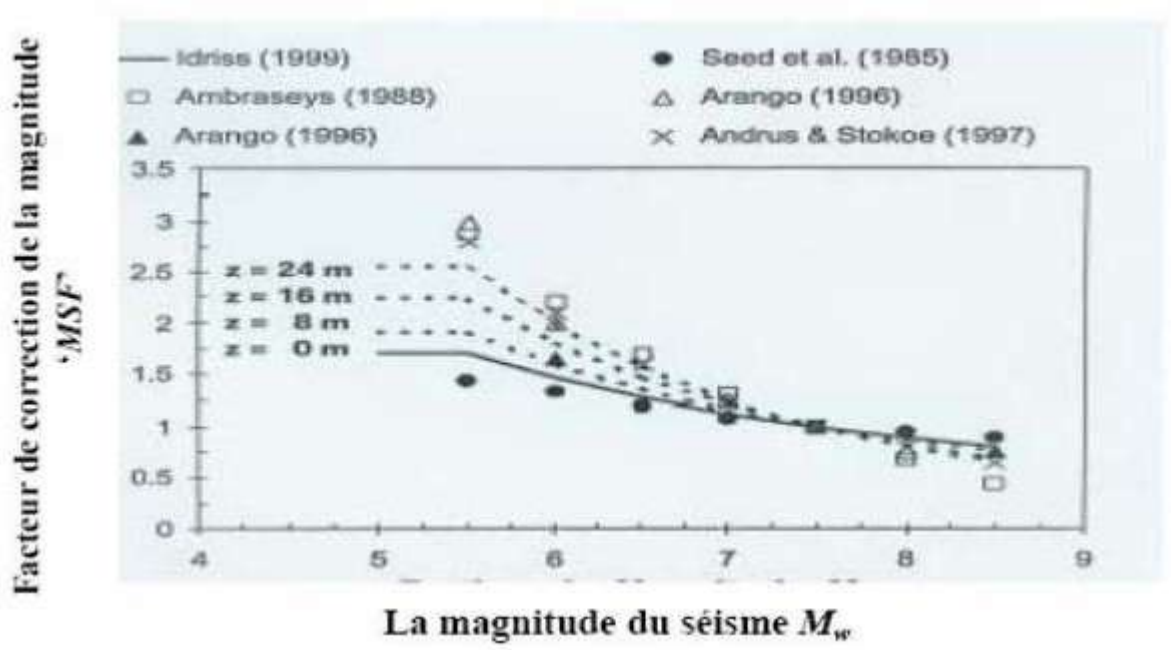


Figure II 15 :variations du MSF avec la magnitude du séisme(Mayneetal1999)

- **L'ensemble de Seed et Idriss (1982)**

En raison de la limite des données disponible dans les années 1970 Seed et Idriss(1982)ont établi une courbe (figure II.12) à partir du nombre des cycles des chargements pour des grandeurs de séisme déférentes et des résultats des essais de laboratoires, un ensemble de MSF est développé par ces chercheurs.

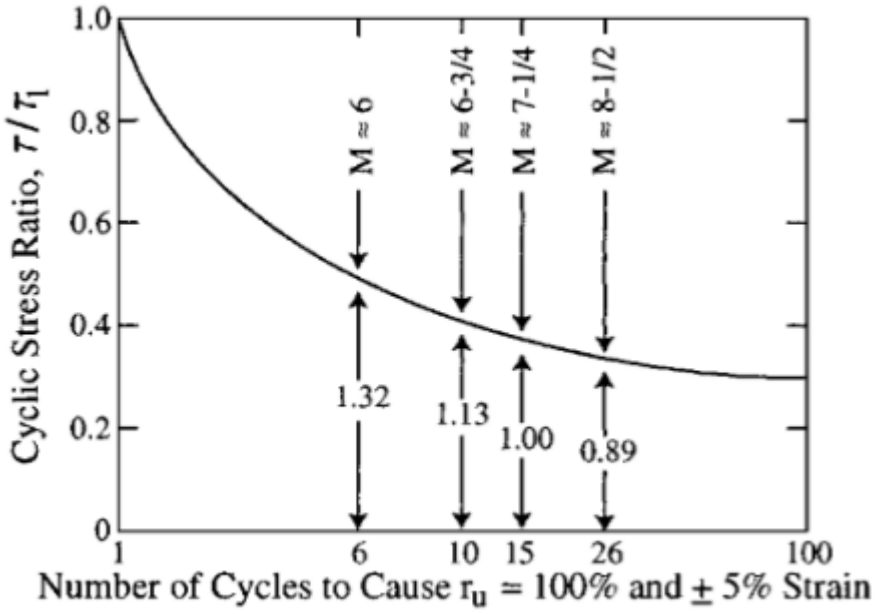


Figure II 16:Relation entre CSR et le nombre de cycles (Seed et Idriss 1982)

Plus tard Idriss a réévalué les données utilisées pour la détermination de MSF, il a défini un ensemble révisé de facteurs de mise à l'échelle de la magnitude ,les valeurs données par Seed et Idriss (1982) ainsi par Idriss sont énumérées dans le tableau (II.3).

- **L'ensemble d'Andrus et Stoke (1997)**

Andrus et Stokoe (1997) ont tiré des courbes de délimitation avec des grandeurs inférieurs à 7.5, les valeurs de facteurs de correction de magnitude (tableau II.3) sont estimées par l'équation suivante:

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

Magnitude M	**Andrus and Stocke(1997)**
5.5	2.80
6	2.10
6.5	1.60
7	1.25
7.5	1.00
8	0.85
8.5	-

Tableau II.3: Valeurs de facteur de correction de magnitude données par déférents auteurs (Youd et Noble, 1997 b)

II.2.2.6 :Calcule du facteur de sécurité (FS)

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

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

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

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

II.2.2.7 :Evaluation du potentiel de liquéfaction

La première étape de l'analyse de liquéfaction consiste à déterminer si les olà la capacité de liquéfaction pendant un tremblement de terre. Tel que discuté dans le chapitre 1, la majorité des sols qui sont sensibles à la liquéfaction des sols sont les sols pulvérulents. Les sols cohérents ne devrait pas être considérée comme susceptible à la liquéfaction sauf s'ils répondent aux deux critères énumérés dans le chapitre 1.

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

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

Telle que :

FL = 1- FS Si FS< 1

FL = 0 Si FS> 1

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

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

On distingue quatre cas pour le potentiel de la liquéfaction :

- PL MOY = 0..... potentiel de liquéfaction nul.
- 0< PL MOY<5.....potentiel de liquéfaction faible.
- 5< PL MOY<15.....potentiel de liquéfaction moyen.
- 15< PL MOY<100.....potentiel de liquéfaction élevé.

II.3. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons exposé les formules de l'évaluation de potentiel de liquéfaction en utilisant les différentes méthodes .

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

CHAPITRE III

Estimation du potentiel de liquéfaction des sols sableux de la région

III.1: Introduction

Dans le but de se chapitre est une présentation générale du site et de la compagne de la reconnaissance géotechnique sera entreprise. Et investigation géotechnique.

Dans une 2eme temps analyser le potentiel de liquéfaction . a partir des méthode qui utiliser l'approche de contrainte totales . établie a partir des essais in-situ . Et ce chapitre consiste a trois méthodes basées sur les résultats des essais SPT, CPT et VS ont été choisies.

III.2: Présentation du site

III.2.1:Localisation

Le zone d'étude se site dans la wilaya de Mostaganem, au niveau de la plage Sonachter à côté de la station de dessalement des eaux de mer. A l'Est, par la RN 11 et djebel DISS,

A l'Ouest par la mer méditerranéenne. elle Trouve au nord de paye d'Algérie.

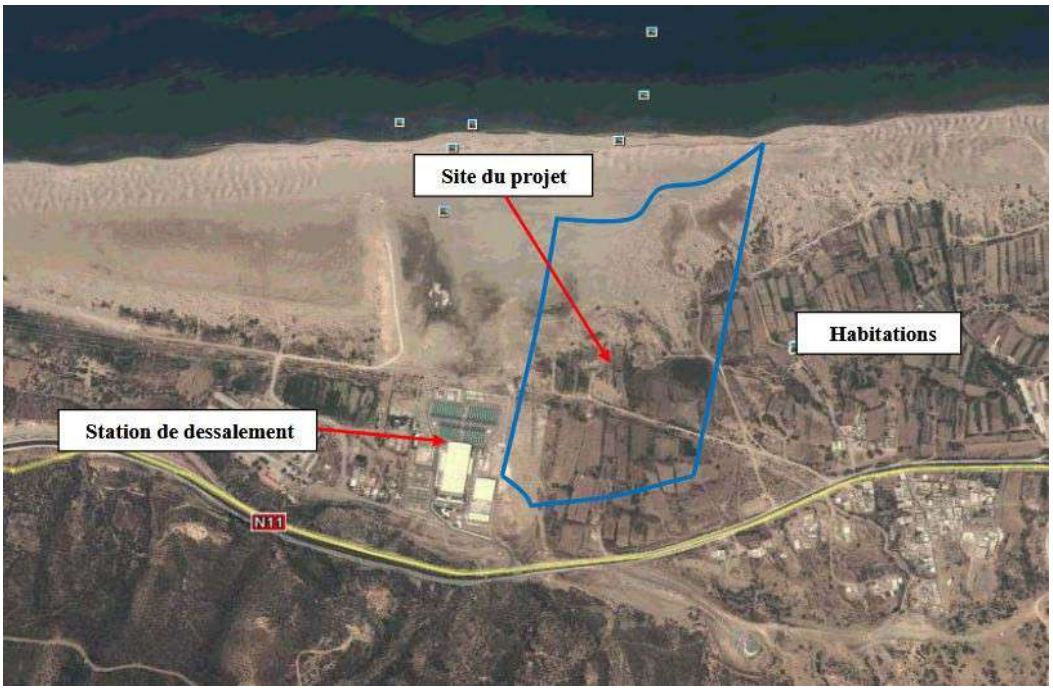


Figure III-1: Image satellitaire illustre la situation du site étudié.



Figure III-2 : Vue générale du site



Figure III-3 : difficulté d'accès dû aux dunes de sable de mer



Figure III-4 : dunes de sable de mer

III.2.2: Sismicité

La région de Mostaganem est située dans une zone de moyenne sismicité, pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y ' a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003).

III.2.3: Contexte géologique

a/ Géologie régionale :

La feuille de Mostaganem et celle de Belle – cote qui lui fait suite dans l'angle Nord – Est entièrement recouverte par le grand plateau grèso- sableux de Mostaganem, qui sépare la plaine de Debrouse ville de la mer. Au Nord, ce plateau est interrompu par la vallée du Chélif, laquelle se resserre vers l'embouchure en une gorge profonde qui coupe l'arrêt de Quartzites Medjaniens (Djebel Diss, Dj.Aizeuli.Dj.Zegmoum) et les formations de l'Oligocène et du Miocène inférieur qui marquent l'extrémité occidentale du Dahra et qui manquent plus au sud. Sur la rive droite du fleuve, le plateau reprend et s'étale sur la feuille voisine de Bousquet. Au sud, les grès du plateau de Mostaganem s'élèvent au dessus de la grande dépression qui s'étend jusqu'à Perrégaux, constituée aux dépens des marnes sahéliennes qui affleurent sous le Pliocène et probablement aussi par le Trias, dont un important lambeau se montre, dans une situation assez anormale, à Noisy les Bains.

Le plateau de Mostaganem est irrégulier et présente quelques saillies élèvent à 389 mètres au Djebel Trek el Touires. Son altitude moyenne est de 200 mètres, mais il s'abaisse lentement et progressivement vers l'Ouest pour tomber à une centaine de mètre à l'embouchure de la Macta. Il se poursuit d'ailleurs dans cette direction sur la feuille Saint Louis, d'où il se relie aux grès Pliocène de la région d'Oran. En fin, vers l'Est, le plateau de Mostaganem s'étend sur la feuille de Bel Acel, ou il participé aux plissements qui ont ridé le Dahra en chaînons de direction Sud - Ouest – Nord – Est. C'est une région monotone, mais assez riche, dont la colonisation à pris depuis longtemps possessions et qui enrichie surtout par la culture de vigne. Quelques indigènes sont également cultivateurs, mais la plupart sont des pasteurs nomades, vivant sous la tente et se déplacent pour rechercher les points d'eau, presque desséchés en été.

b/ Géologie locale :

Le terrain est composé de dépôts Quaternaire récent constitués de sable plus ou moins argileux, résultats d'anciennes plages émergées (niveau inférieur) recouvrant ainsi un substratum Pliocène marneux, mis en évidence par des sondages carottés déjà effectués sur le site de la station de dessalement déjà réaliser à côté du site projeté pour recevoir la centrale électrique .Localement, le site est carté dans le a1 avec de mg reposant sur mm.

a^1: Plages : Qui s'étalent en un manteau continu à la surface du plateau de Mostaganem résultant de la désagrégation des grès qui le constituent, ils ont été notés comme Pliocène, de même que sur les feuilles voisines, pour bien indiquer que leur formation à commencer immédiatement après l'émersion des grès du plateau (Astien) qui marquent, dans la région, la dernière phase marine des temps Tertiaires. Mais il est évident que la formation de ces sables, s'est continuée depuis cette époque et qu'elle se poursuite encore de nos jours.

m^g: Carapace grèso – calcaire : formant ça et la des encroûtements plus solides que les sables voisines et résultant d'une cimentation de ceux – ci par l'ascension et l'évaporation d'eaux chargées de carbonates de chaux.

m^m : Marnes : des marnes assez compactes, bleues à grisâtres, représentent le Pliocène inférieur dans toute la région au Nord de la plaine de Chélif. C'est un faciès profond de la mer Plaisanciennes, qui déposait plus au sud des sables et des conglomérats. Les marnes bleues à grisâtres pressentent quelques horizons plus sableux, fossilifères sur la plage de Mostaganem

et sous les grès du plateau, près d'Ourea, avec Dentalium, Sexangulum.

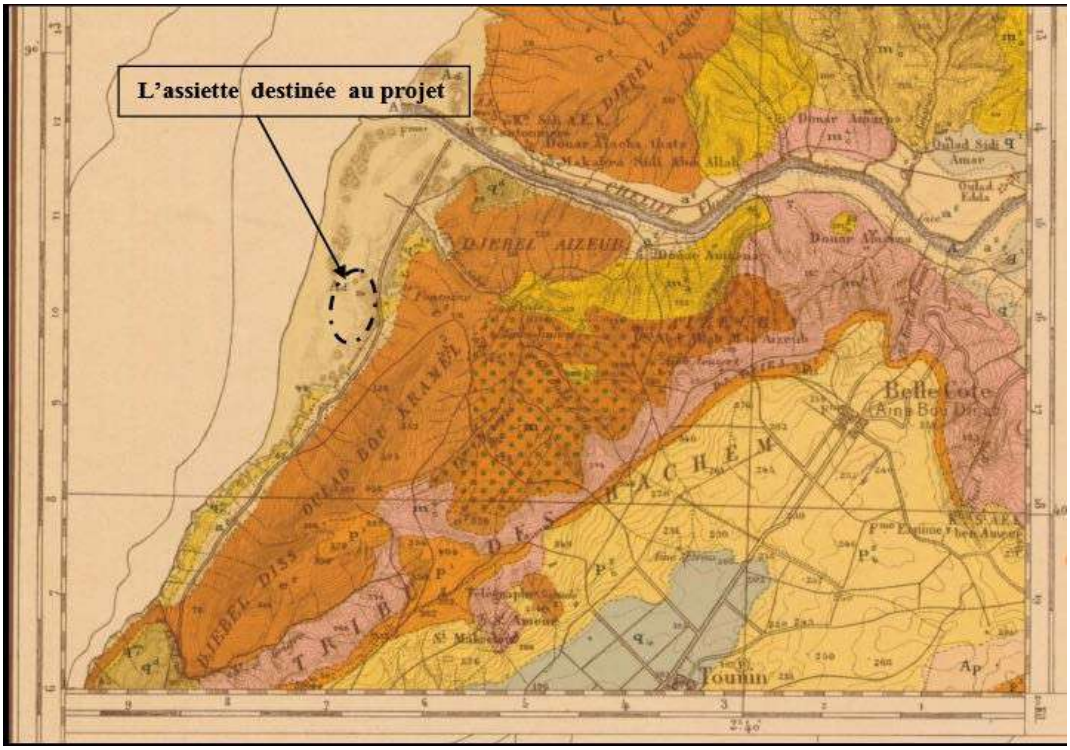


Figure III-5 Extrait de la carte géologique de Mostaganem N° 128au 1/50 000ème (partie Belle-côte).

III.3: Résultats des reconnaissances géotechniques :

- L'exploitation des résultats des sondages carottés réalisés dans la station de dessalement située à la proximité immédiate Ouest du site.

- La réalisation des essais au pénétromètre statique.

III.3.1: Exploitation des résultats des sondages carottés réalisés dans la zone :

Dans la résultante des coupes lithologiques des sondages réalisés dans le site situé à coté de la station de dessalement, Ouest du site montre que le sol est constitué essentiellement de haut en bas des formations géologiques suivantes :

* Formation de recouvrement :

Il s'agit de sables fins avec un peu de silt de couleur jaunâtre à verdâtre, carbonatés avec un peu de graviers, des restes de mollusques, avec présence par endroit de passages d'ordre

centimétriques de vases plastique de couleur grisâtre. L'épaisseur des ces sables est variable et décroit dans le sens Nord – Sud, c'est-à-dire tout en s'éloignant de la mer.

**** bancs de grés calcaires** :

Sous ces sables, on note la présence par endroit de bancs de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre d'ordre centimétrique, très dur, avec des joints fermés sub horizontaux. Ces bancs de grès calcaire sont signalés de plus en plus en s'éloignant de la mer et en se rapprochant de la montagne.

***** Marnes grise très compacte :**

Un substratum marneux très compacte de couleur grise.

III.3 .2 : Essai au laboratoire :

Les sondages carottés réalisés nous ont permis de récupérer des échantillons qui ont été acheminés au laboratoire pour subir les essais suivants

-L'analyse granulométrique et sédiment métrique

-Teneur en eau.

-Densité spécifique

-Limites d'Atterberg

-Analyses chimiques

-Essai de perméabilité

-Essai de consolidation à l'oedomètre.

III.4: Travaux de reconnaissances 1er site:

En vue de d'identifier la lithologie du terrain, évaluer l'état de compacité et identifier les paramètres géotechniques et géophysiques en place, le site étudié a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance comprenant des essais de laboratoire et des essais in situ. Les essais exécutés sont , Sept (07) sondages carottés dont donne comme sa (Quatre (04) de 30 m de profondeurs avec essais Down Hole tous les 01 m ,aussi Trois (03) de 20 m de profondeur équipés de piézomètre) puis , Quatre (04) sondages pressiométriques de 20 m de profondeur

avec essais tous les 01 m , et Essais S.P.T dans les formations pulvérulentes (sableuses).En plus , Douze (12) essais au pénétromètre statique poussés jusqu'au refus. également Onze (11) sondages électriques verticaux, et à la fin nous concluons avec Essais de laboratoire .

III.4.1:Lithologie

Les sondages carottés réalisés sur site ont permis de dégager la succession lithologique suivante:

Le sondage SC 2-1:

00.00 –00.40m: Remblai constitué de tuf.
00.40 –09.20m: Sable fin à moyen, brun, argileux par endroits.
09.20 –10.20m: Sable grossier, brun, peu graveleux et contenant des débris de coquilles par endroits.
10.20 –10.70m: Marne grise avec un passage de tourbe noirâtre entre (10.50 -10.55)m de profondeur.
10.70–15.00m: Sable marneux, fin à moyen, brun verdâtre.
15.00–21.30m: Marne sableuse grise contenant des débris de coquilles.21.30 –21.45m: Marne grise.

Le sondage SC 2-2:

00.00 –00.40m: Remblai constitué de tuf.
00.40–09.45m:.Sable fin à moyen, brun, argileux par endroits avec présence d'un joint de marne grise qui fait 1cm d'épaisseur à 09.00m de profondeur.
09.45–18.00m: Sable marneux fin à moyen, brun verdâtre, contenant des débris de coquilles par endroits.
18.00–20.70 m:Marne finement sableuse de couleur grise

. Le sondage SC 2-3:

00.00 –00.40m: Remblai constitué de tuf.

00.40 –10.00m: Sable fin à moyen, brun, argileux par endroits.

10.00 –18.55m: sable marneux fin à moyen, brun verdâtre, contenant des débris de coquilles par endroits.

18.55 –20.40m: Marne sableuse de couleur grise, contenant des débris de coquilles par endroits.

20.40–21.00m: Marne grise

.Le sondage SC 2-4:

00.00 –00.40m: Remblai constitué de tuf.

00.40 –09.50m : Sable fin à moyen, brun verdâtre, argileux par endroits avec présence d'un joint de marne grise qui fait 1.50 cm d'épaisseur à 07.85m de profondeur.

09.50–18.45m: Sable marneux fin à moyen, brun verdâtre, contenant des débris de coquilles par endroits. Il devient gris à partir 15.00m.

18.45–19.80m: Marne sableuse de couleur grise, contenant des débris de coquilles par endroits.

19.80–21.00m: Marne grise.

Le sondage SC 2-5:

00.00 –00.35m: Remblai constitué de tuf.

00.35–09.60m: Sable fin à moyen, brun, argileux par endroits.

09.60–15.50m: Sable marneux fin à moyen, brun verdâtre, contenant des débris de coquilles par en droits avec un passage de vase noir entre (15.35 -15.39) m et un passage de marne grise (15.39 -15.50) m de profondeur.

15.50–20.00m: Marne sableuse de couleur grise, contenant des débris de coquilles par endroits, avec présence d'un passage de vase à 17.05m de profondeur.

20.00–21.00m: Marne grise

Le sondage SC 2-6:

00.00 –00.40m: Remblai constitué de tuf.

00.40 –10.00m: Sable fin à moyen, brun, argileux par endroits.

10.00–13.50m: Sable marneux fin à moyen, brun verdâtre ,contenant des débris de coquilles par endroits.

13.50 –20.30m: Marne sableuse de couleur brune verdâtre devenant grise à partir de 15.00m, contenant des débris de coquilles par endroits.

20.30 –21.00m: Marne grise.

Le sondage SC 2-7:

00.00 –00.40m: Remblai constitué de tuf.
00.40 –08.80m: Sable fin à moyen, brun, argileux par endroits.
08.80 –10.00m: Sable moyen à grossier brun, peu graveleux contenant des débris de coquilles.
10.00 –15.00m: Sable marneux, brun verdâtre.
15.00 –20.20m:Marnesableuse brune verdâtre, devenant grise et contenant des débris de coquilles par endroits à partir de 15.00m de profondeur.
20.20–20.45m : Conglomérat récupéré sous une forme broyée mélangé à de la marne grise.
20.45 –21.65m: Marne grise

III. 5: Travaux de reconnaissances 2emesite:

Le programme des investigations géotechniques, arrêté conjointement entre les représentants du maitre de l'ouvrage et ceux du L.C.T.P comporte la réalisation de :

- Six (06) sondages carottés dont :

-(Quatre (04) de 30 m de profondeur avec essais Down Hole tous les 01 m notés Sc 12, Sc 15, Sc 17 et Sc 21 et Deux (02) de 20 m de profondeur équipés de piézomètre notés Sc 14 et Sc 19)

- Quatre (04) sondages pressiométriques de 20 m de profondeur avec essais tous les 01 m notés Pr 13, Pr 16, Pr 18 et Pr 20
- Essais S.P.T dans les formations pulvérulentes (sableuses).
- Onze (11) essais au pénétromètre statique poussés jusqu'au refus.
- Neuf (09) sondages électriques verticaux SEV 01 ..... SEV 09
- Essais de laboratoire

: Résultats des reconnaissances géotechniques :

- Est constitué de dunes de sable

- Contient plusieurs points bas provoqués par l'extraction de sable dont certains avec résurgence de l'eau de mer (points plus bas que le niveau de la mer)

- Est recouvert d'une végétation éparse

: Exploitation des résultats des sondages carottés :

La réalisation des sondages carottés dans le cadre du projet de la centrale électrique a permis d'établir de haut en bas les coupes lithologiques des formations géologiques suivantes :

*** Formation de recouvrement** : Il s'agit de sables fins avec un peu de silt de couleur jaunâtre à verdâtre, carbonatés avec un peu de graviers, des restes de mollusques, avec présence par endroit de passages d'ordre centimétriques de vases plastique de couleur grisâtre. L'épaisseur des ces sables est variable et décroit dans le sens Nord – Sud, c'est-à-dire tout en s'éloignant de la mer.

**** bancs de grés calcaires** : Sous ces sables, on note la présence par endroit de bancs de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre d'ordre centimétrique, très dur, avec des joints fermés sub horizontaux. Ces bancs de grès calcaire sont signalés de plus en plus en s'éloignant de la mer et en se rapprochant de la montagne.

***** Marnes grise indurées** : Un substratum marneux induré de couleur grise claire avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux.

Sondage Sc 12 :

0.00 – 21m.00 : Sable fin jaunâtre carbonaté devenant jaunâtre à verdâtre à partir de 17m.00 de profondeur

21.00 – 30m.00 : Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

Sondage Sc 14 :

0.00 – 18m.20 : Sable fin jaunâtre carbonaté de 0m.00 et 3m.00 devenant jaunâtre à grisâtre très fin limoneux à partir de 8m.00 de profondeur très compact

18.20 – 19m.80 : Passage de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre de bonne qualité

19.80 – 20m.00 : Marne grise claire

Sondage Sc 15 :

0.00 – 13m.30 : Sable fin jaunâtre carbonaté

13.30 – 30m.00 : Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

Sondage Sc 17 :

0.00 – 12m.50 : Sable fin jaunâtre carbonaté avec passage de vase finement sableuse grise verdâtre entre 9m.50 et 9m.70 de profondeur

12.50 – 18m.00 : Vase grise claire finement sableuse entre 14m.80 et 15m.00 / 15m.70 et 16m.00 de profondeur

18.00 – 30m.00 : Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

Sondage Sc 19 :

0.00 – 21m.00 : Sable fin jaunâtre carbonaté devenant jaunâtre à verdâtre à partir de 9m.00 de profondeur

21.00 – 20m.00 : Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

Sondage Sc 21 :

0.00 – 15m.50 : Sable fin jaunâtre carbonaté

15.50 – 21m.00 : Sable fin limono argileux jaunâtre à verdâtre

21.00 – 21m.20 : Passage de grès poreux lumachéllique

21.20 – 30m.00 : Marne grisâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

III.6:Les essais de pénétration in situ

Les essais de pénétration in situ peuvent être réalisés à l'aide de différents appareils ayant chacun leurs domaines d'applications et leurs limites. Les techniques les plus utilisées sont généralement basées sur la procédure simplifiée introduite par Seed et Idriss pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction sous sollicitation sismique. Les deux appareils les plus couramment employés sont le Standard Pénétration Test (SPT) –Pénétromètre dynamique et le Cône Pénétration Test (CPT) –pénétromètre statique.

III.6.1: Résultats des essais pénétromètre statique CPT SITE1 ET SITE2 :

L'essai de pénétration au cône n'implique pas de chocs et fournit des données caractéristiques du sol de manière continue lors de l'enfoncement du cône à vitesse constante (2 cm/s).et à l'aide d'un vérin une pointe qui se termine par un cône. une pointe conique portée par un train de tiges et à mesurer de manière continue et à des intervalles déterminés, la résistance du sol à la pénétration.

Les résultats de ces essais montrent des résistances de pointe irrégulières et relativement faibles que nous pouvons classer en deux catégories selon les profondeurs des refus. -Profondeurs assez importantes qui varient de 18.80 mètres à 22.38 mètres pour sept (07) essais, il s'agit des essais situés dans la zone Nord à Nord-Ouest du site. -Profondeurs moyennes comprises entre 14.02 mètres et 15.80 mètres pour les cinq (05) autres essais situés dans la zone Sud à Sud-est du site. est présentée dans les figures suivant.

III .6.1.a : Résultats des essais pénétromètre statique CPT SITE1

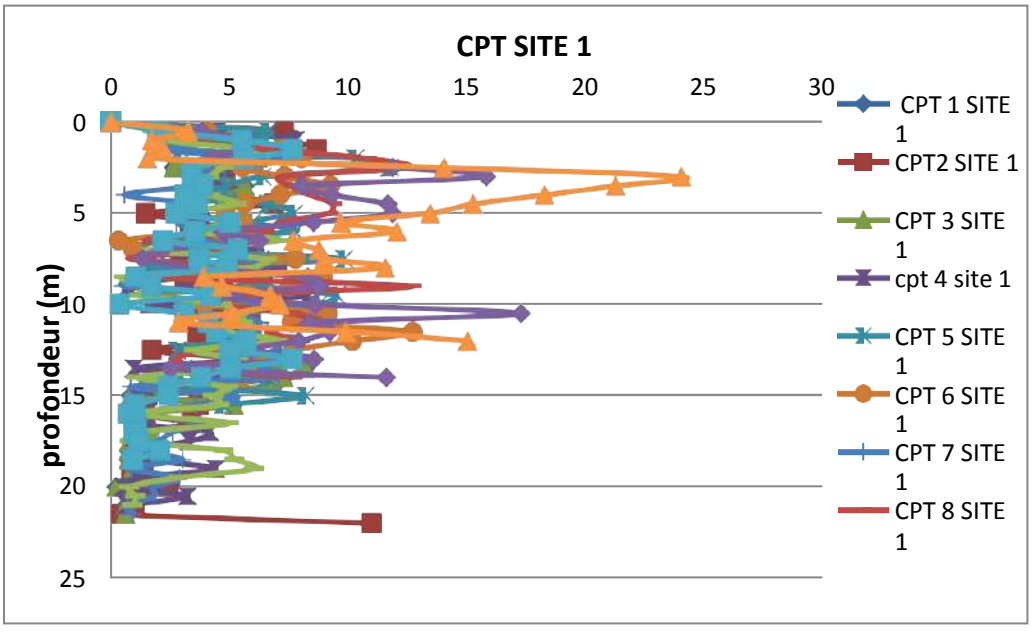


Figure III-6: Résultats des sondages CPT-SITE1

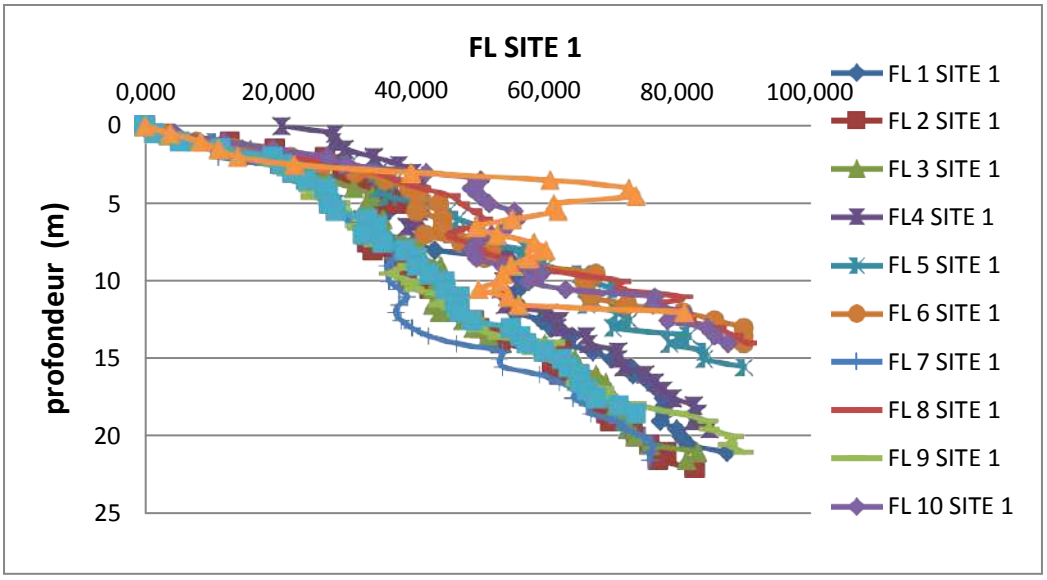


Figure III-7: Résultats des sondages FL-SITE1

III .6.1.b : Résultats des essais pénétromètre statique CPT SITE2 :

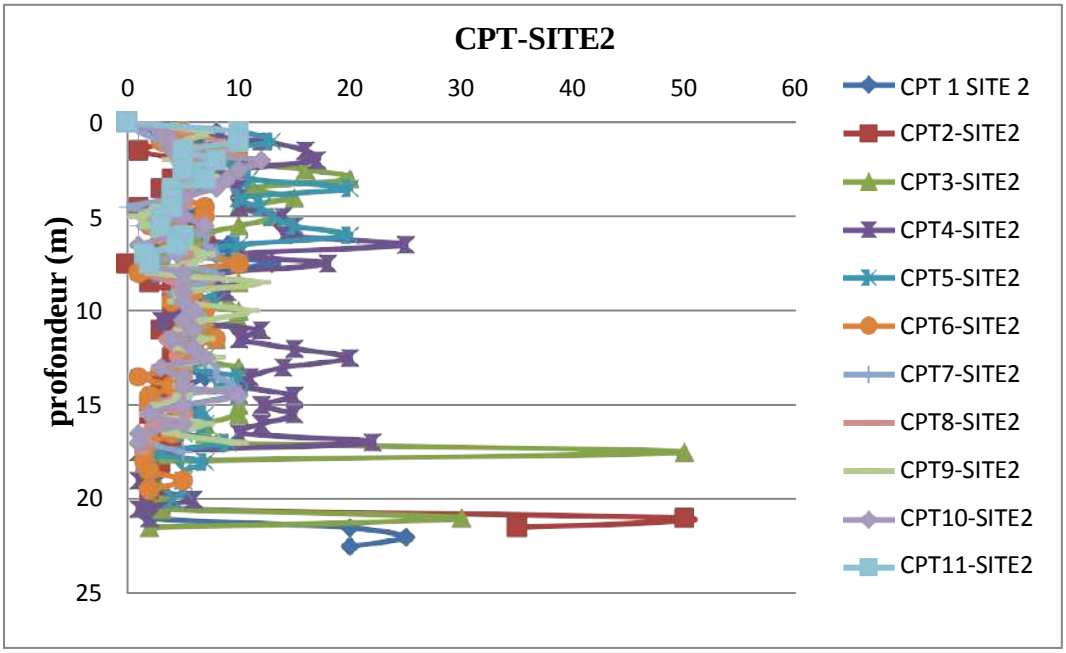


Figure III-8 : Résultats des sondages CPT-SITE2

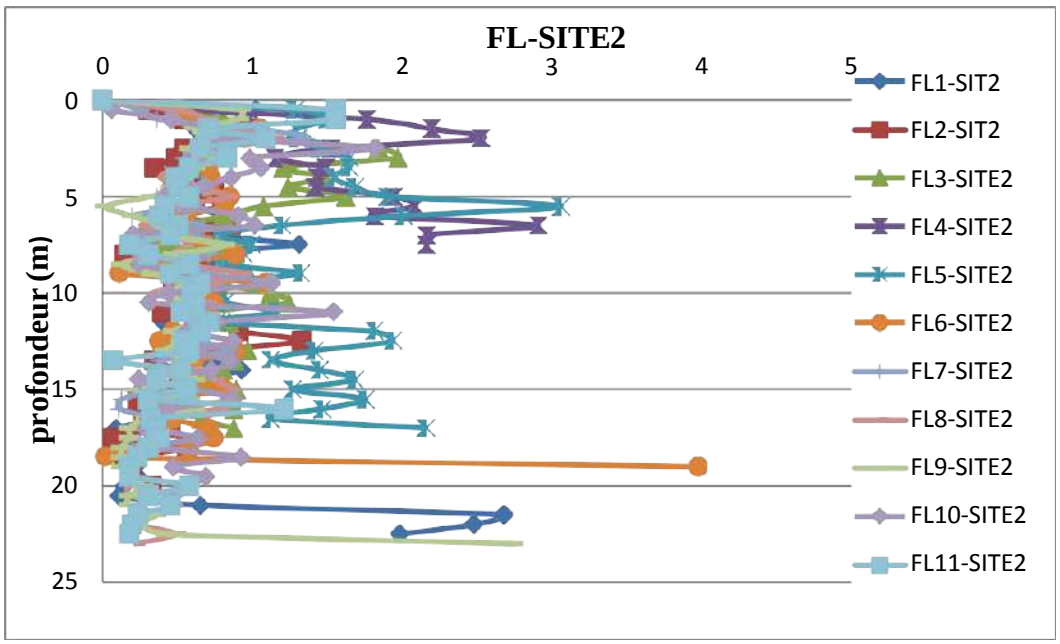


Figure III-9: Résultats des sondages FL-SITE2

III.6.2: Résultats des essais pénétration standard SPT :

L'essai SPT consiste à battre dans le sol un carottier normalisé et à compter le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer le carottier de 30cm à raison de deux passes de 15 cm. C'est un essai très indiqué dans les sols pulvérulents (où il est souvent impossible de récupérer des échantillons intacts pour les essais en laboratoire), car il permet à partir du nombre de coups mesures et grâce à des corrélations d'estimer l'angle de frottement, la compacité et la force portante des sables.

L'essai est peu précis dans le cas suivant:

-Lorsque le matériau de la couche étudiée contient des éléments de grosseur supérieure à

2 cm.

-En fait, lorsque le nombre de coups pour enfoncer le carottier sur une profondeur de 15 cm est supérieur à 50, la présence d'un bloc ou d'un gros gravier est presque sûrement indiquée (à moins bien entendu qu'il ne s'agisse d'un rocher ou d'un sable fortement cimenté).

-Les valeurs brutes obtenues N1, N2et N3de l'essai SPT réalisé et dont, seules les valeurs N2et N3seront prises en considération, car la valeur N1correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera : N2et N3Dans les sols cohérents, son emploi est déconseillé à cause des pressions interstitielles qui

se développent sous le choc du carottier SPT. Une bonne part de l'énergie de battage se trouve absorbée par l'eau et ne participe pas à l'enfoncement de l'appareil.

III .6.2.a : Résultats des essais pénétration standard SITE1

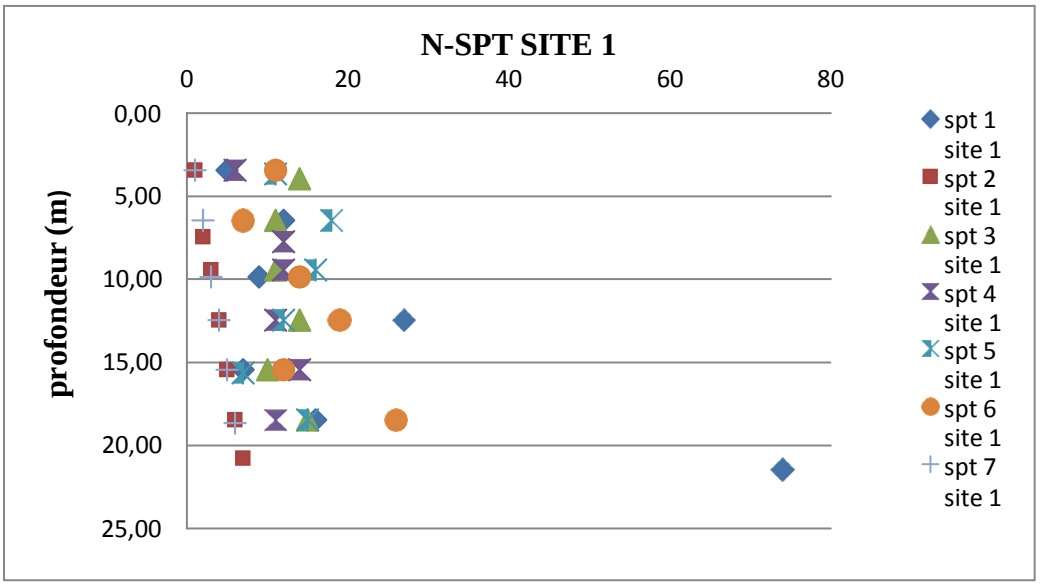


Figure III-10: Résultat des essais SPT-SITE1

III .6.2.b : Résultats des essais pénétration standard SITE2

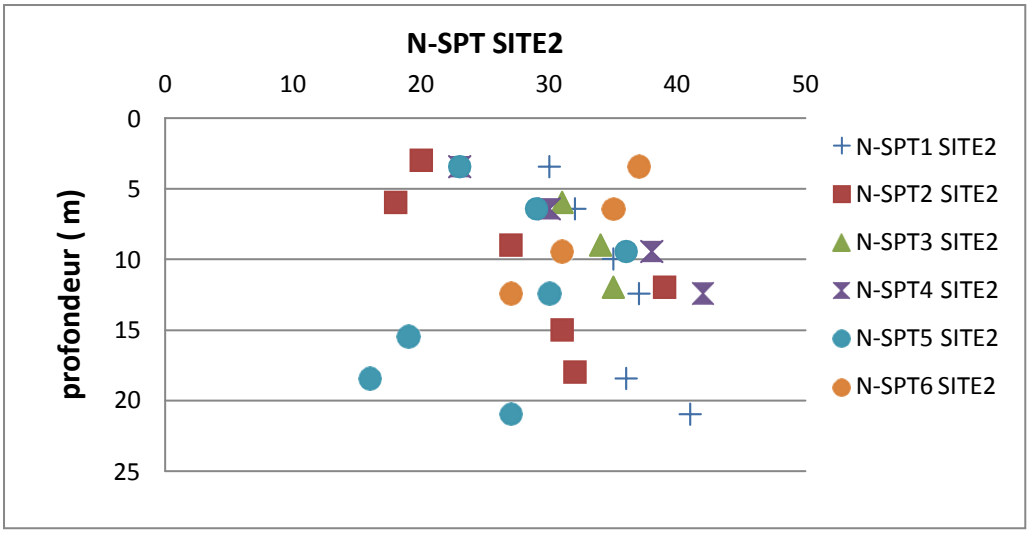


Figure III-11: Résultat des essais SPT –SITE2

III.6.3:Essai géophysiques (Down- hole)

Principe de l'essai :

- L'essai Down-Hole consiste a mesuré le temps de trajet des ondes P et S entre la surface du sol et une sonde de réception placées dans un forage équipé d'un tube PVC.

- Le point d'émission sera fixe tandis que la sonde réceptrice sera remontée par palier de 1.00 mètre entre chaque tir.

Par la suite, on porte sur un graphe les profondeurs des mesures en abscisse et les temps d'arrivée des ondes primaire (P) et des ondes secondaires (S) en ordonnée, on obtient ainsi deux lignes brisées ou dromochroniques d'où se déduisent les vitesses de propagation des ondes sismiques VP et VS dans les différentes couches

- Les vitesses obtenus lors des essais sismiques sont liées aux paramètres de la loi de comportement du milieu elles sont de l'ordre du cm/s ou du mm/s, ce qui correspond à des déplacements de l'ordre du micromètre.

- Il s'agit de déformations très faibles et non comparables à celles obtenues par des essais statiques (dilatomètres).

- Les valeurs des modules dynamiques (Essais Down-hole et Cross-hole) et des modules statiques (essais au vérin) peuvent différer assez considérablement jusqu'à se situer dans un rapport de 10.

- Les valeurs obtenues dans un essai Down-hole correspondent aux caractéristiques du terrain au voisinage du sondage, pour une direction verticale de propagation des ondes. Cette direction de propagation est couramment retenue en génie parasismique.

III .6.3.a : Résultats des essais géophysiques (Down- hole) SITE1et SITE2

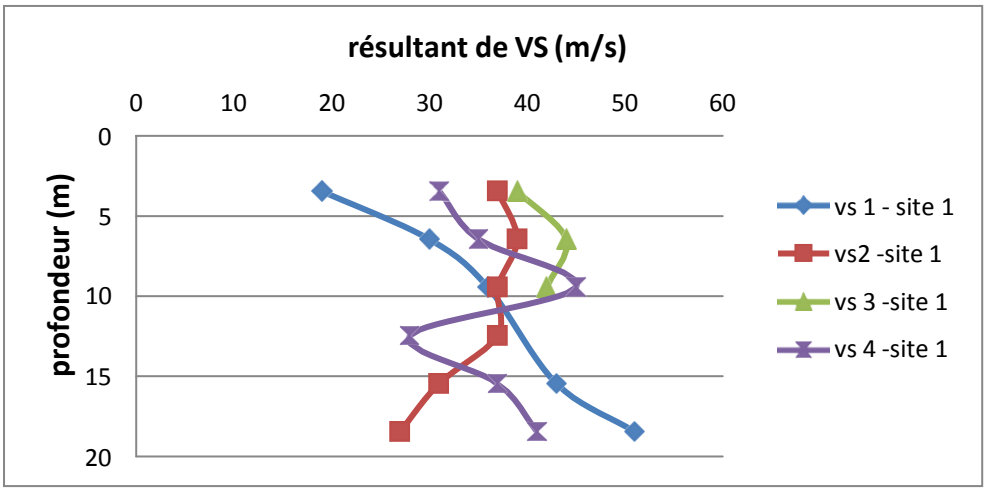


Figure III-12 : Résultats des essais Down-Hole site1

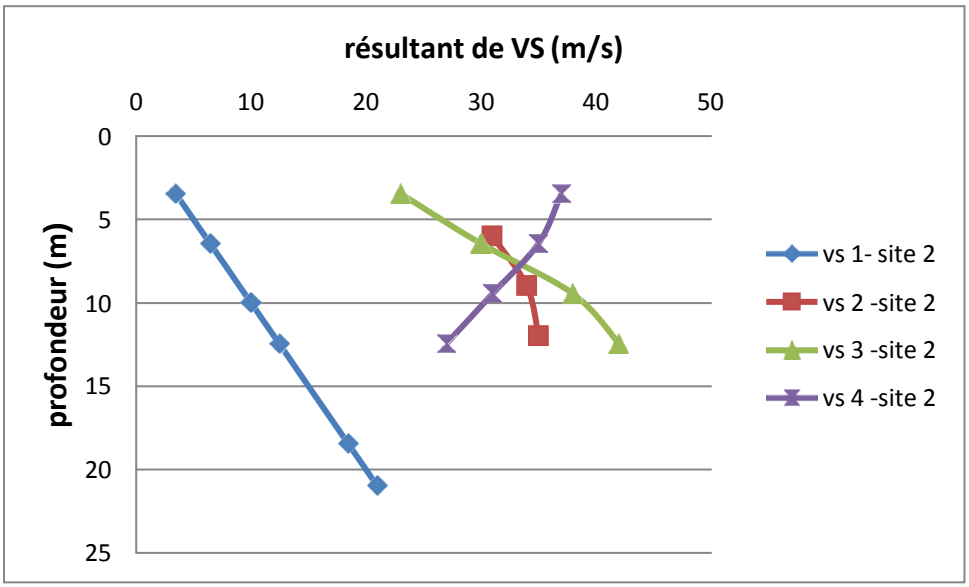


Figure III-13: Résultats des essais Down-Hole site2

III.7 : Vérification du risque de liquéfaction :

Certains sols constitués de grains fins (sables et silts) dont la granulométrie s'inscrit dans un certain fuseau critique sont susceptibles, lorsqu'ils baignent dans la nappe phréatique et se trouvent dans un état initial insuffisamment serré, de donner lieu à des phénomènes de liquéfaction. On désigne ainsi un processus dans lequel, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations de cisaillement alternées de grande amplitude, la pression de l'eau incluse dans les interstices des grains s'élève de cycle en cycle jusqu'à égaler la pression d'étreinte le milieu, perdant alors tout ou partie de sa résistance au cisaillement, se comporte à la manière

d'un fluide et devient inapte à supporter les charges verticales apportes par les ouvrages ou les formations sus – jacentes. Les ouvrages sont exposés à subir des subsidences parfois considérables et à se déverser.

La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou de tout autre chargement rapide. La liquéfaction se produit dans les sols pulvérulents saturés, c'est à dire, les sols lesquels l'espace entre les différentes particules est complètement rempli avec de l'eau.

III .7.1 : Résultats de facteur de sécurité (SPT) site 1 et 2 :

-Site 01 : pour a_{max} =0.15g

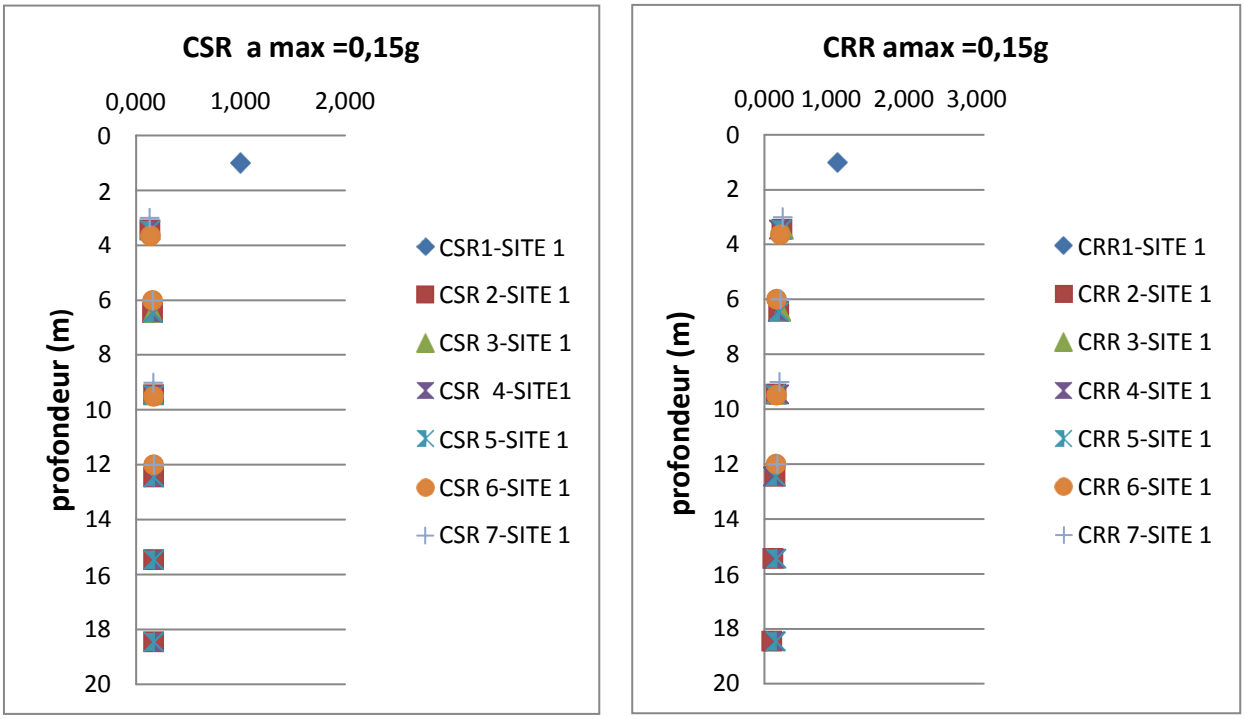
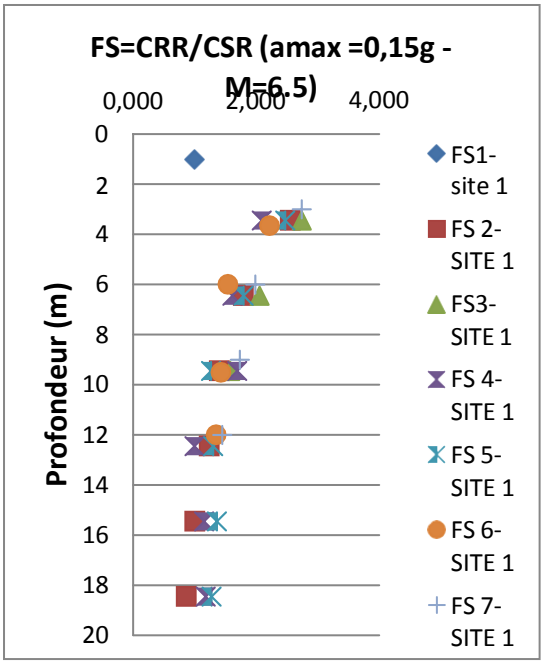
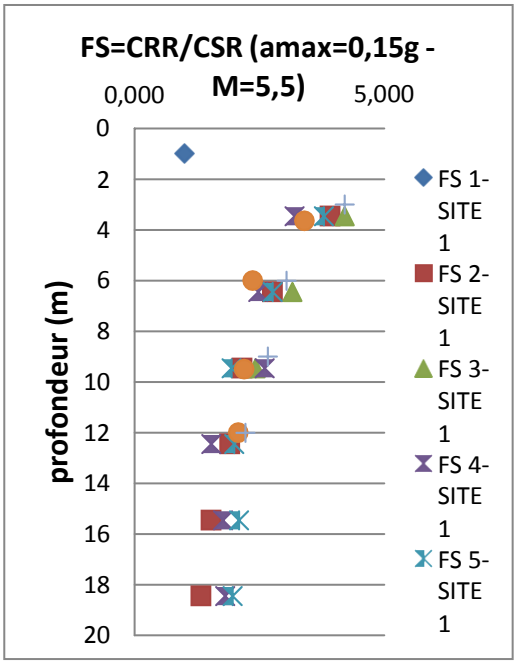


Figure III-14 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique a_{max} =0.15g





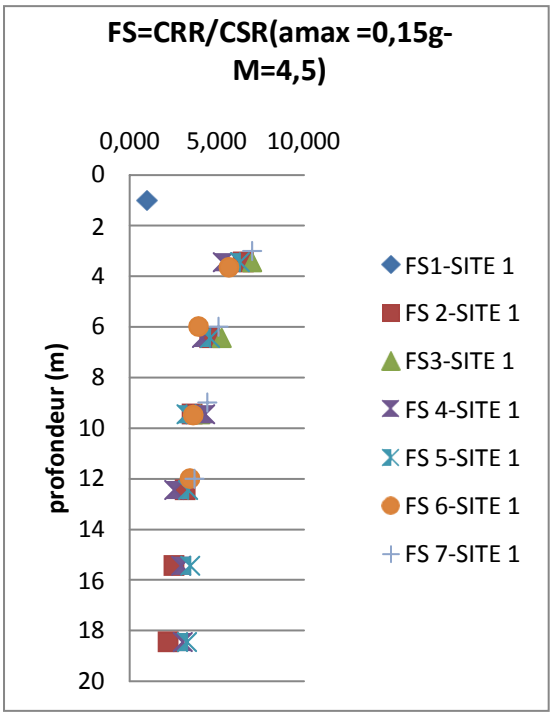


Figure III -15: facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5, 5.5 and 4.5 et l'accélération $\mathbf{a_{max}}$ =0.15 g

Pour a_{max} =0.25g :

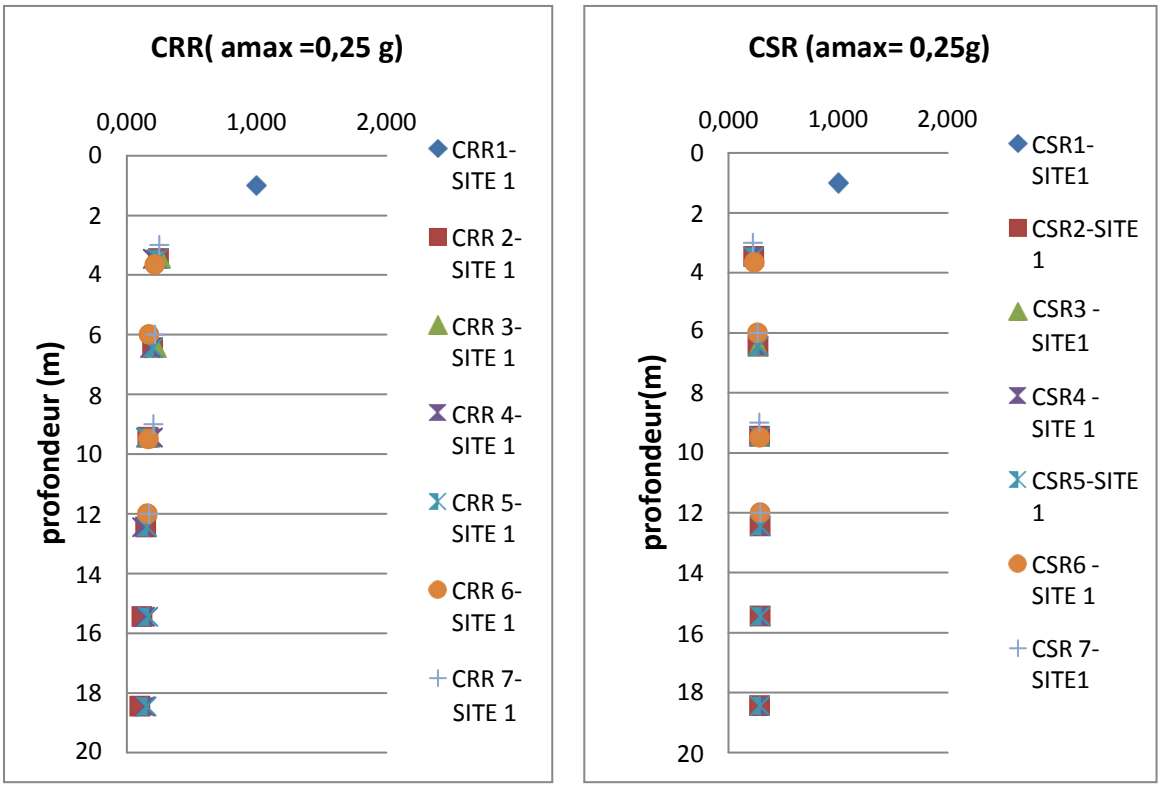
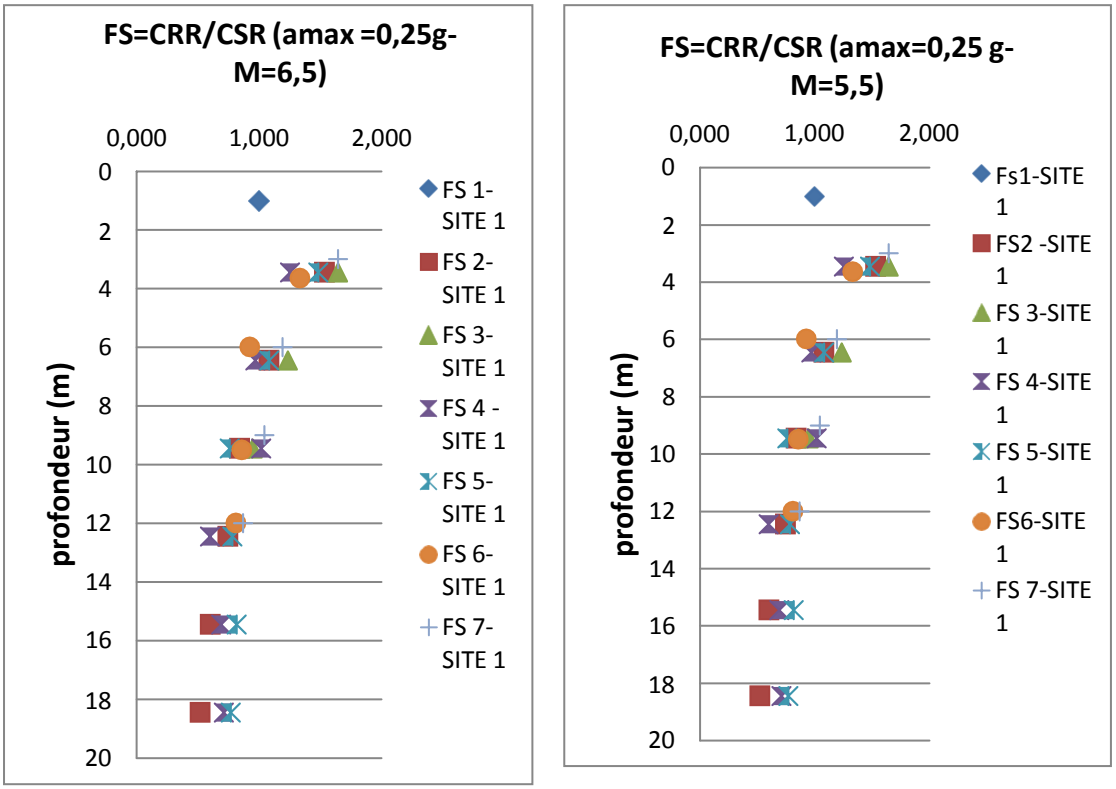


Figure III-16 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique a_{max} =0.25g



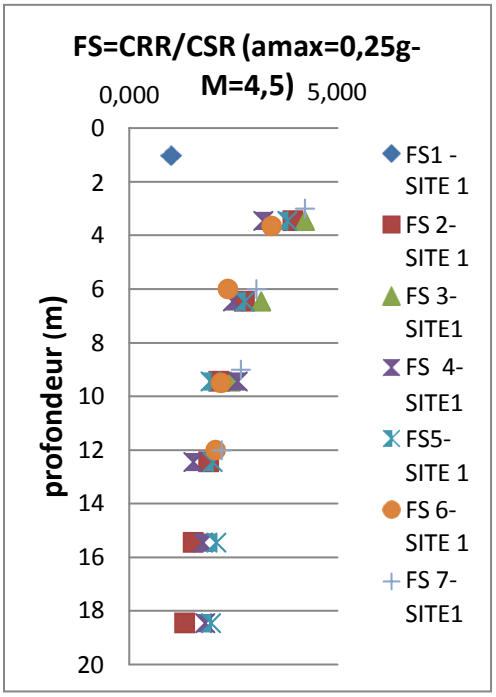


Figure III-17 : facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5, 5.5 and 4.5 et l'accélération $\mathbf{a_{max}}$ =0.25 g

-Site 02

-pour a_{max}=0.15

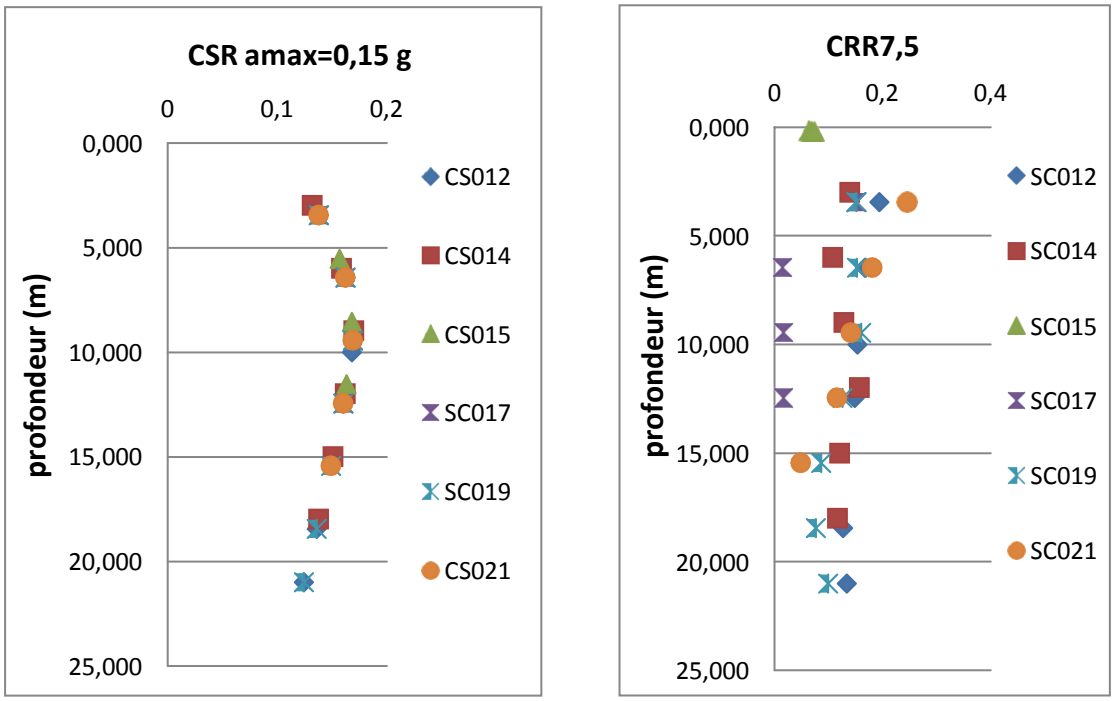


Figure III-18 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique $\mathbf{a_{max}}$ =0.15g

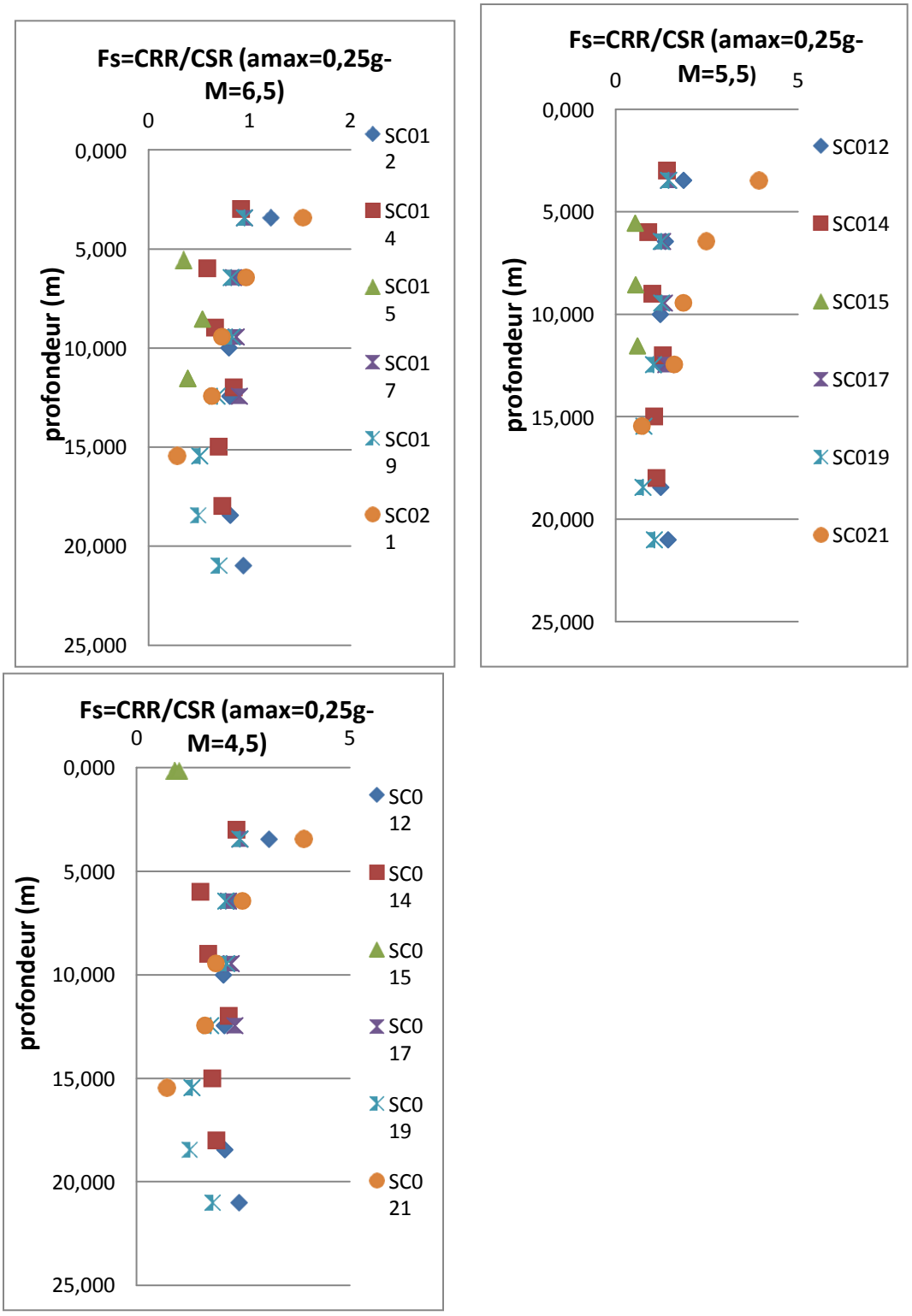


Figure III-19 : facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5, 5.5 and 4.5 et l'accélération $\mathbf{a_{max}}$ =0.15g

Pour a_{max}= 0.25

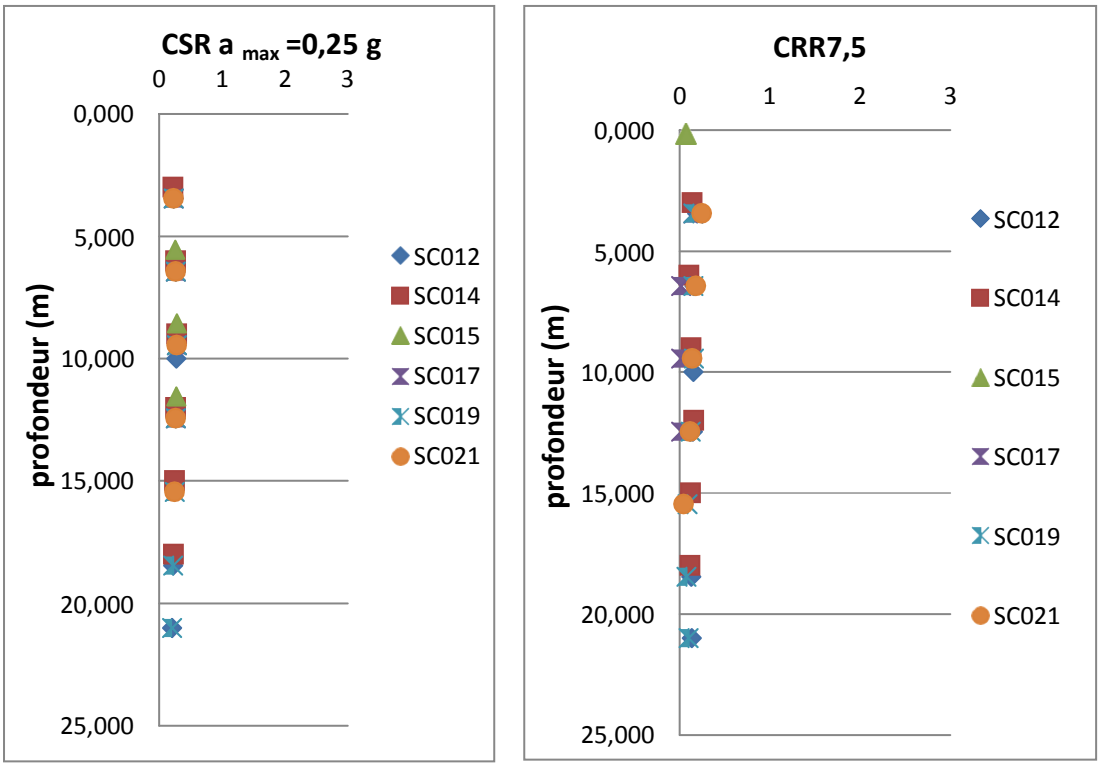
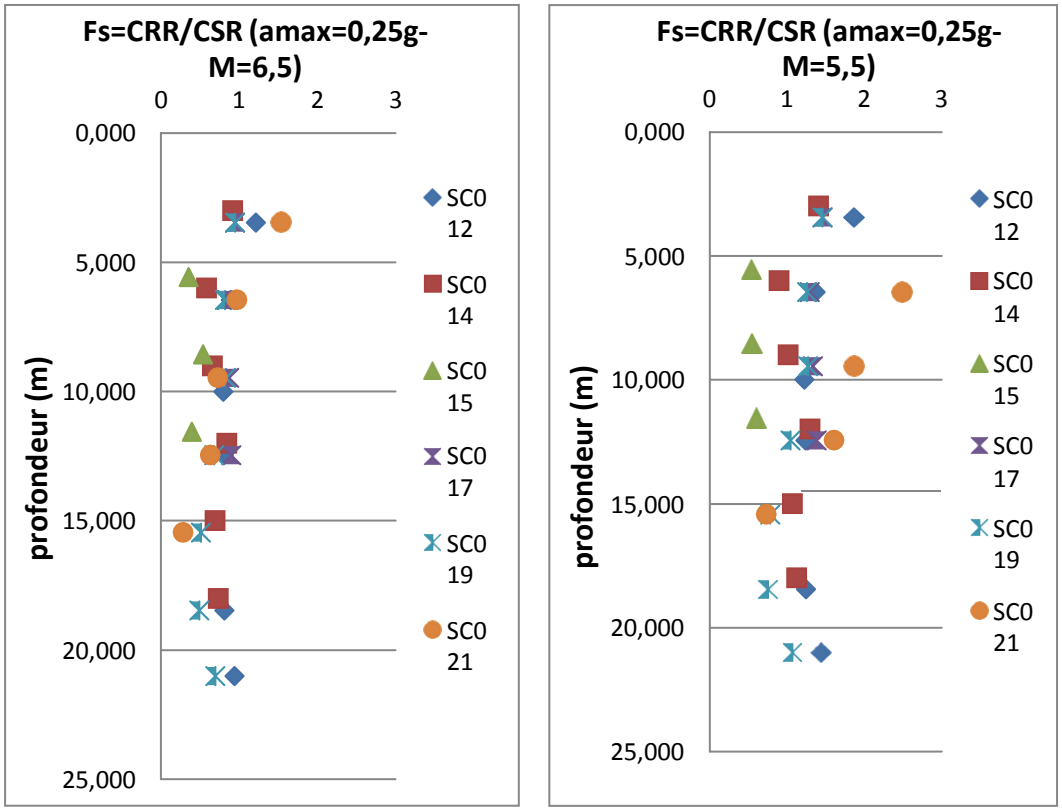


Figure III-20 : Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme et Rapport de résistance cyclique a_{max} =0.25g



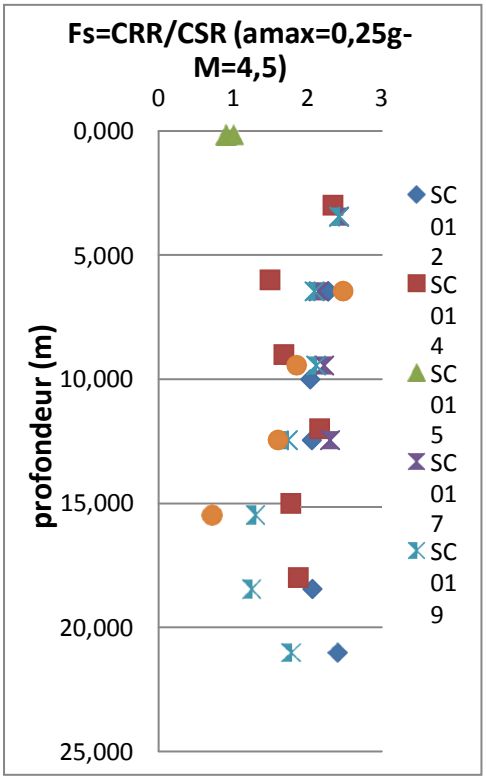
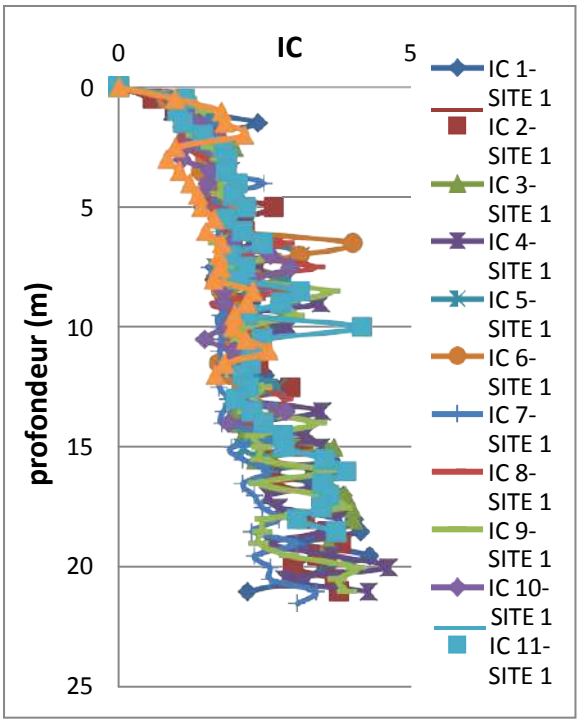
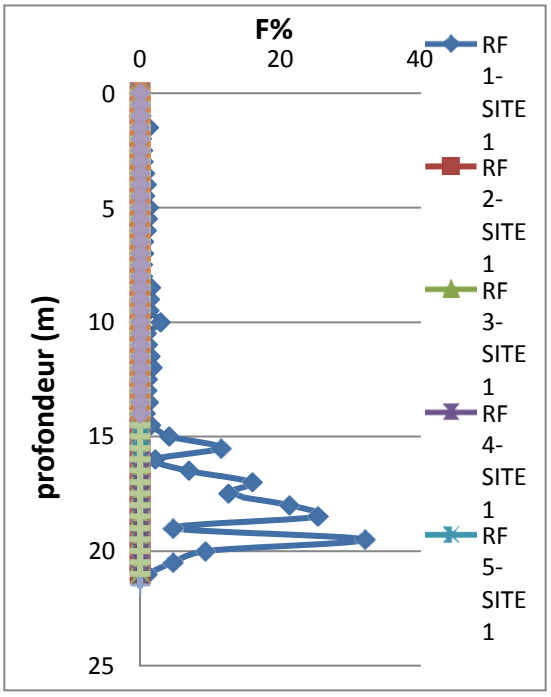


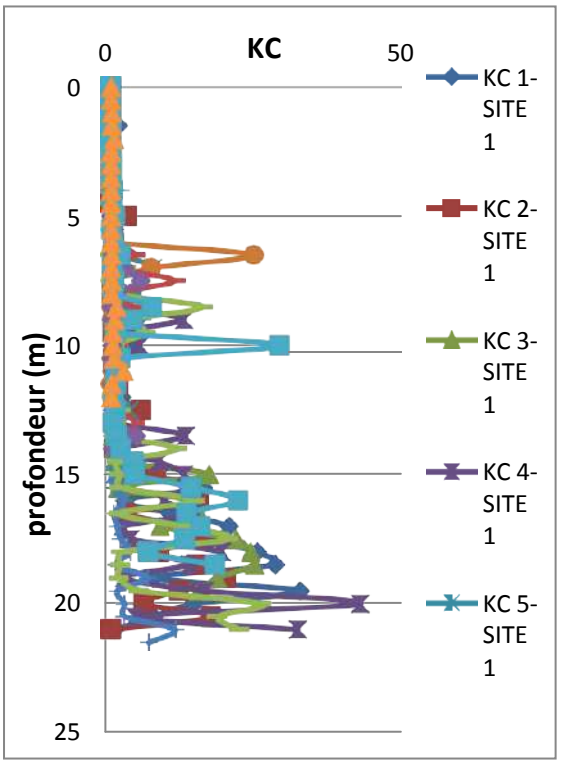
Figure III-21: facteurs de sécurité pour la liquéfaction (robertson et wride 1998) estimés pour trois magnitudes sismiques M=6.5, 5.5 and 4.5 et l'accélération $\mathbf{a_{max}}$ =0.25g

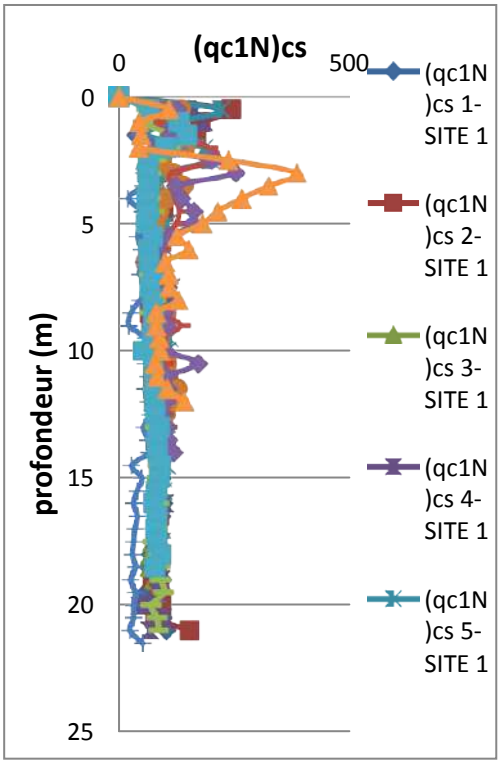
III .7.2 : Résultats de facteur de sécurité (CPT) site 1 et 2

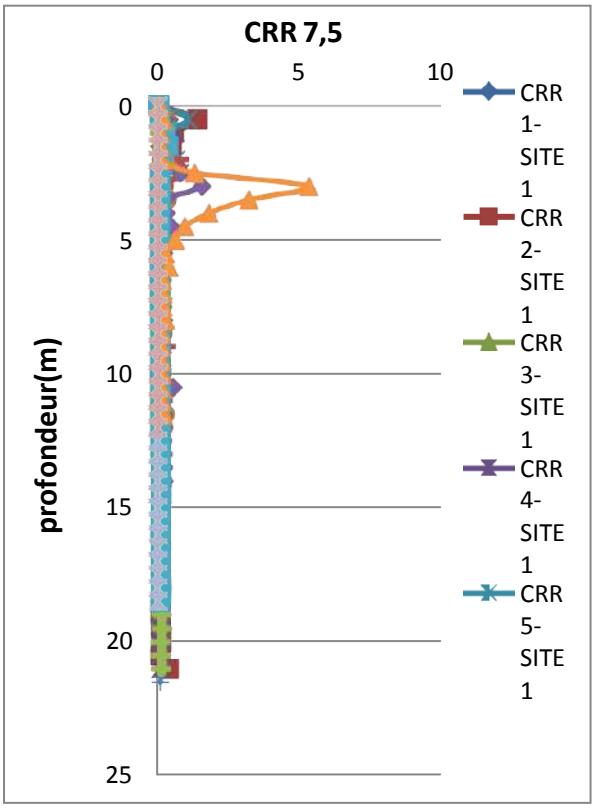
Site 01 :

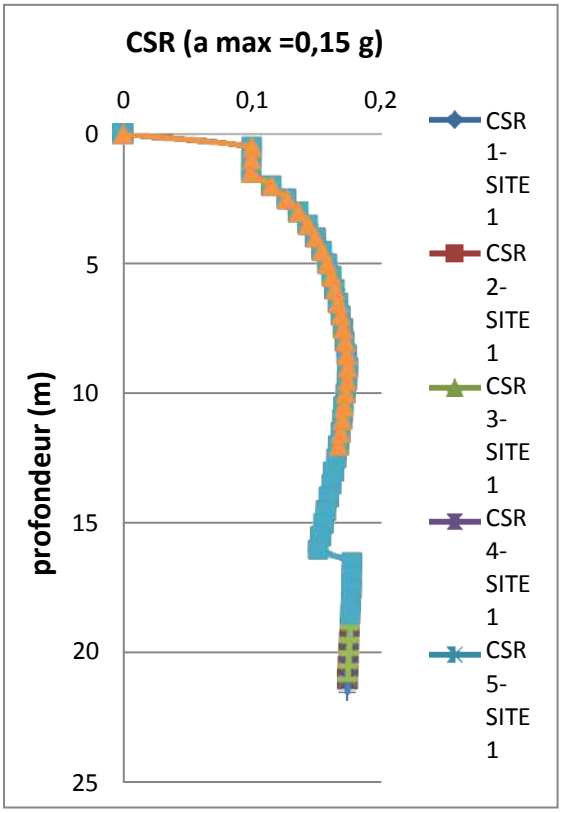





KC
0
50
0
5
10
15
20
25
profondeur (m)
KC 1-SITE 1
KC 2-SITE 1
KC 3-SITE 1
KC 4-SITE 1
KC 5-SITE 1


(qc1N)cs
0
500
0
5
10
15
20
25
profondeur (m)
(qc1N)cs 1-SITE 1
(qc1N)cs 2-SITE 1
(qc1N)cs 3-SITE 1
(qc1N)cs 4-SITE 1
(qc1N)cs 5-SITE 1


CRR 7,5
0
5
10
0
5
10
15
20
25
profondeur(m)
CRR 1-SITE 1
CRR 2-SITE 1
CRR 3-SITE 1
CRR 4-SITE 1
CRR 5-SITE 1



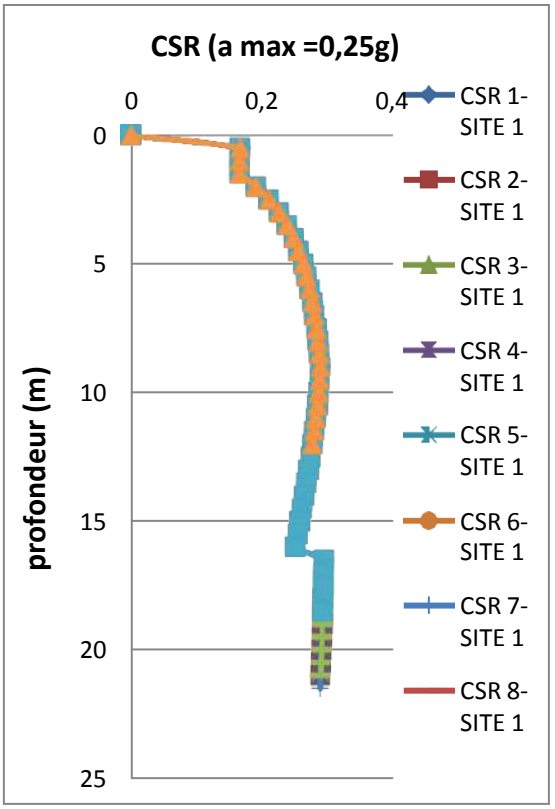
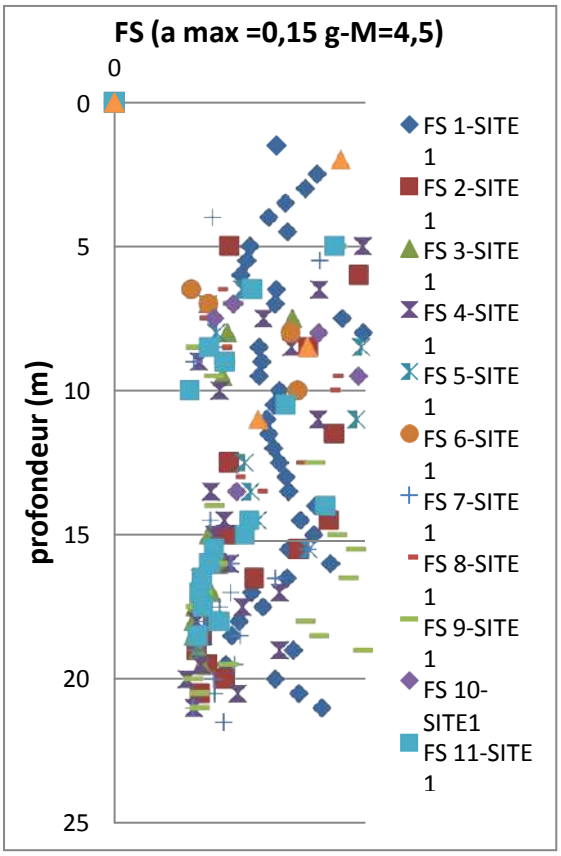
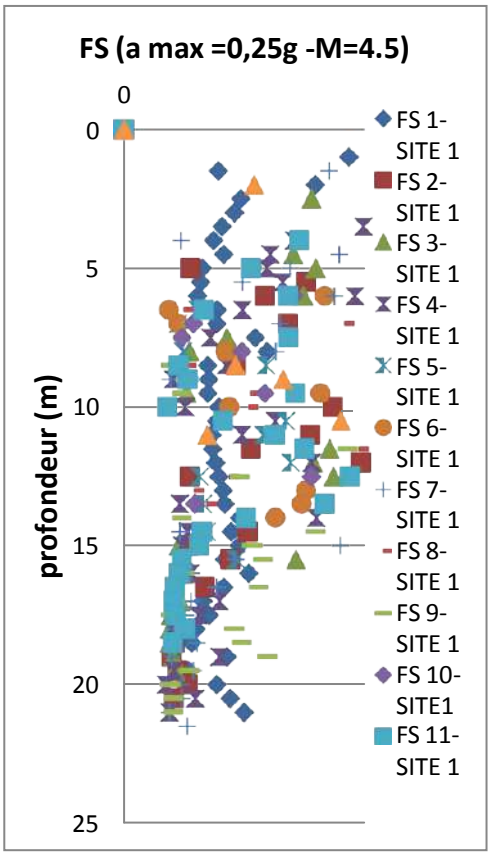
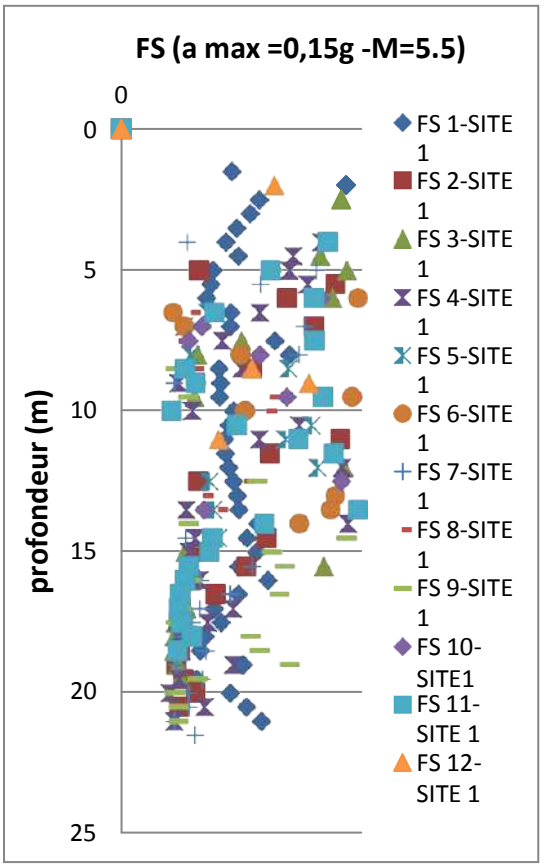


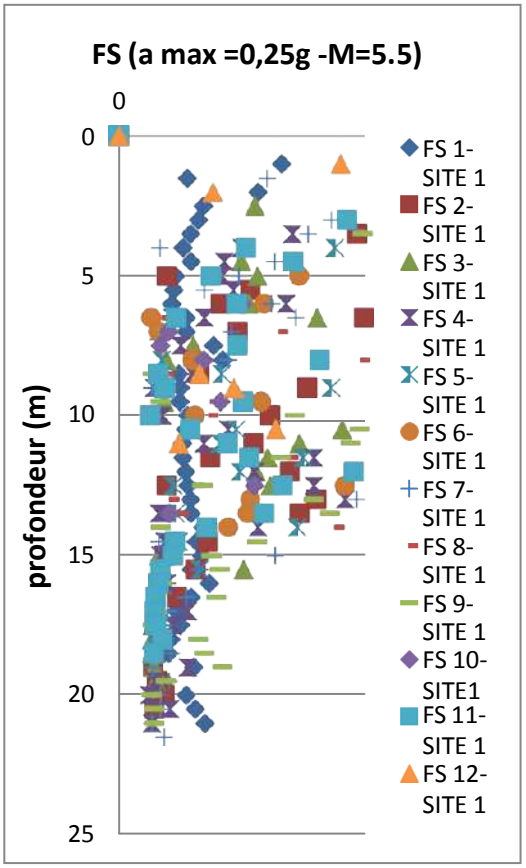
Figure III-22 : application de la méthode CPT intégrée pour l'estimation de la radio cyclique (CRR) au site de la plage de l'état à moss landing qui a subi une liquéfaction cyclique lors du tremblement de terre de 1989 à Loma prieta en Californie

-Facteur de sécurité (Fs) au droit du sondage S-01 :









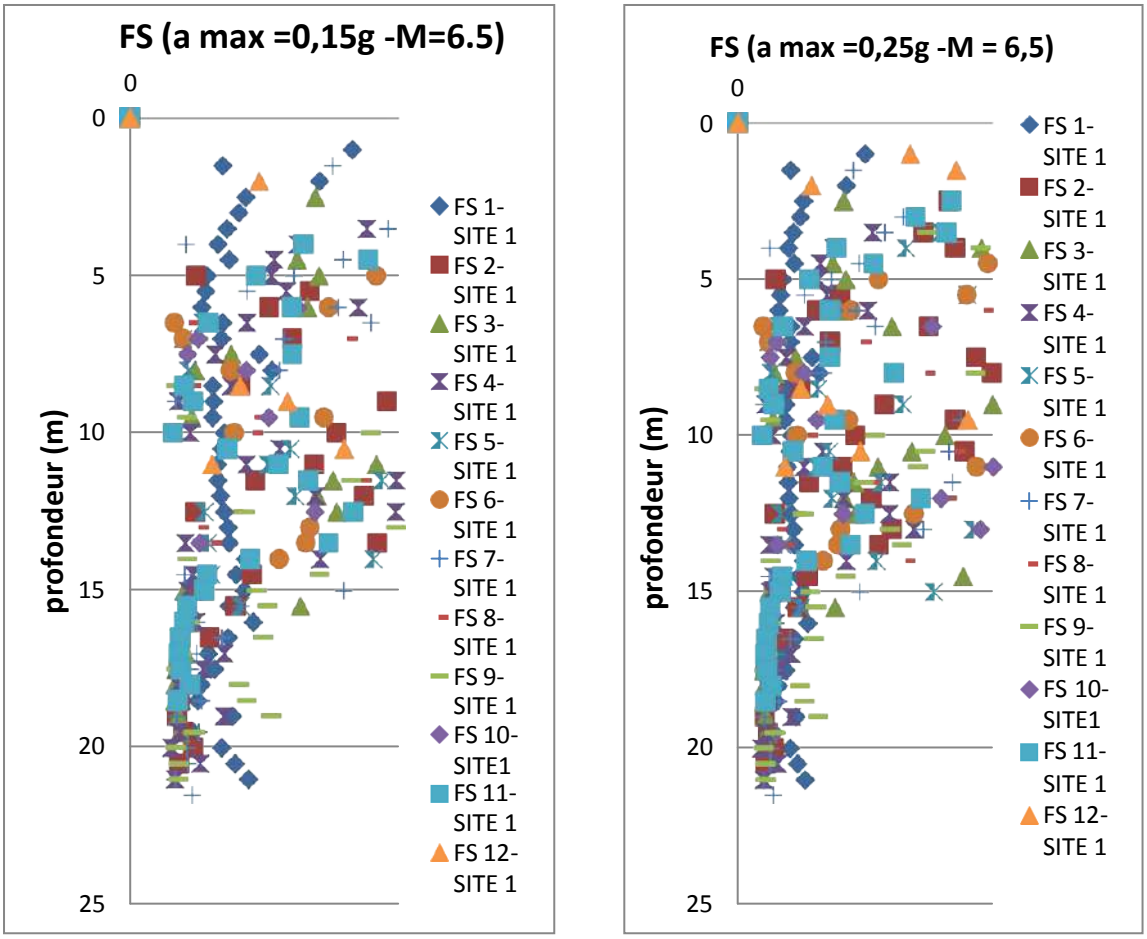
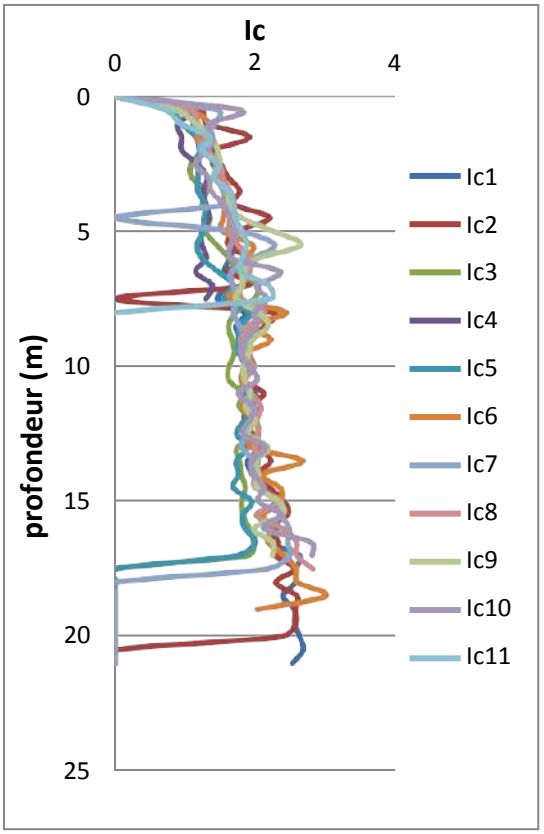
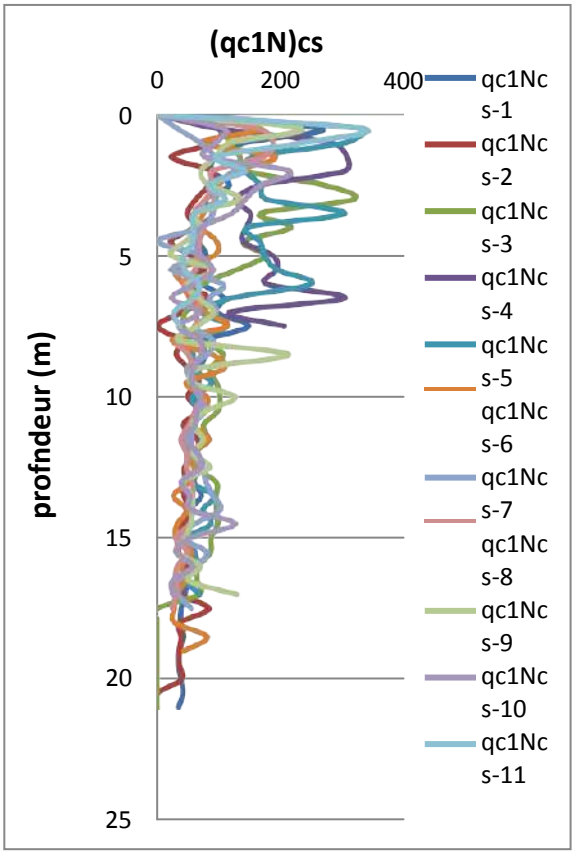
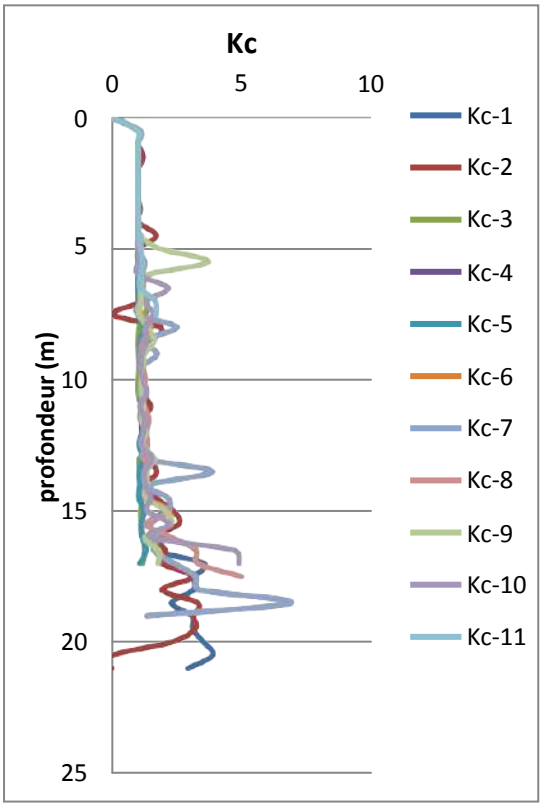


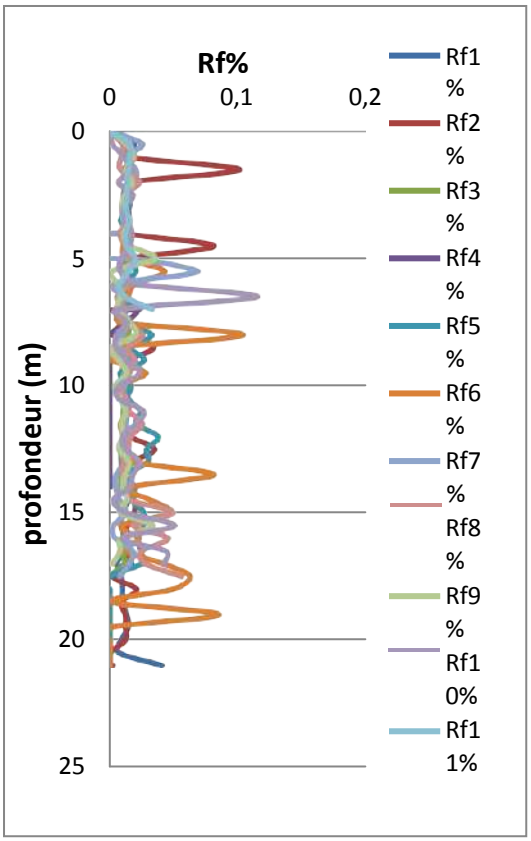
Figure III-23 : Résultats de facteur de sécurité de liquéfaction du site à partir de l'essai CPT – Sondage S-01

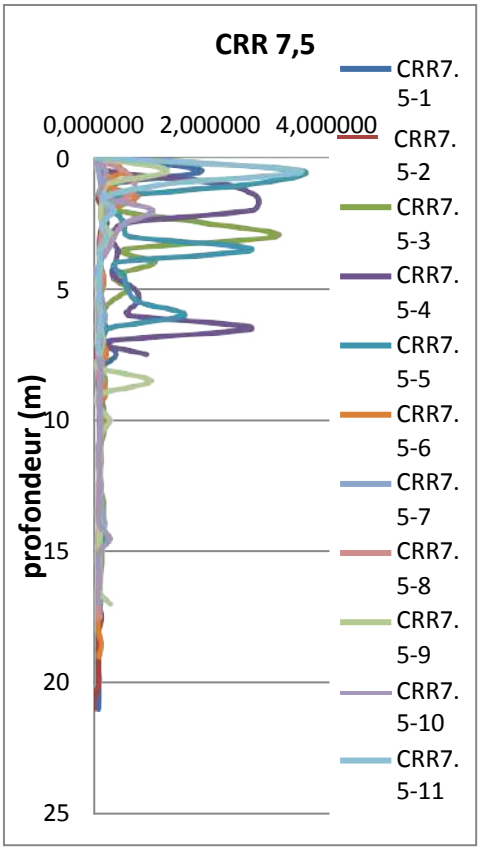
SITE 02 :


Ic
0
2
4
0
5
10
15
20
25
profondeur (m)
Ic1
Ic2
Ic3
Ic4
Ic5
Ic6
Ic7
Ic8
Ic9
Ic10
Ic11


(qc1N)cs
0
200
400
0
5
10
15
20
25
profndeur (m)
qc1Ncs-1
qc1Ncs-2
qc1Ncs-3
qc1Ncs-4
qc1Ncs-5
qc1Ncs-6
qc1Ncs-7
qc1Ncs-8
qc1Ncs-9
qc1Ncs-10
qc1Ncs-11


Kc
0
5
10
0
5
10
15
20
25
profondeur (m)
Kc-1
Kc-2
Kc-3
Kc-4
Kc-5
Kc-6
Kc-7
Kc-8
Kc-9
Kc-10
Kc-11


Rf%
0
0,1
0,2
profondeur (m)
0
5
10
15
20
25
Rf1 %
Rf2 %
Rf3 %
Rf4 %
Rf5 %
Rf6 %
Rf7 %
Rf8 %
Rf9 %
Rf10%
Rf11%


CRR 7,5
0,000000
2,000000
4,000000
profondeur (m)
0
5
10
15
20
25
CRR7.5-1
CRR7.5-2
CRR7.5-3
CRR7.5-4
CRR7.5-5
CRR7.5-6
CRR7.5-7
CRR7.5-8
CRR7.5-9
CRR7.5-10
CRR7.5-11

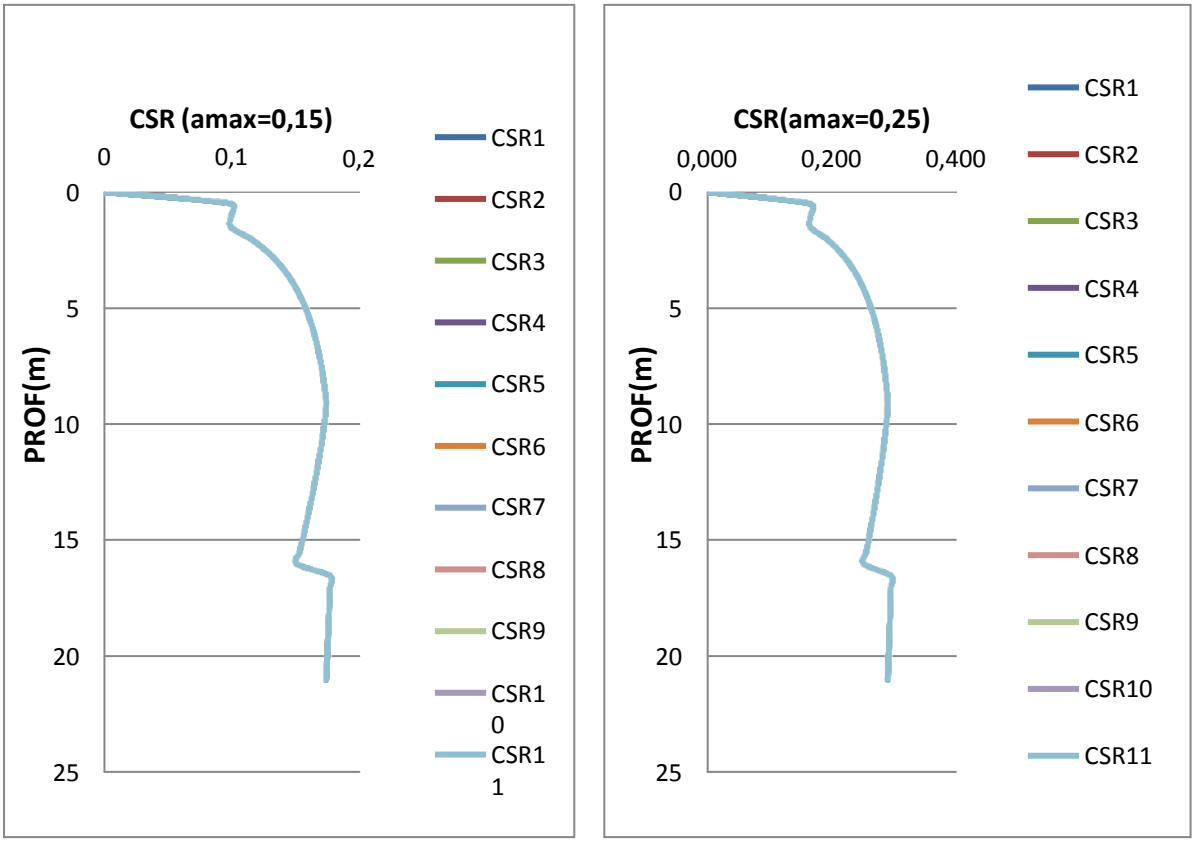
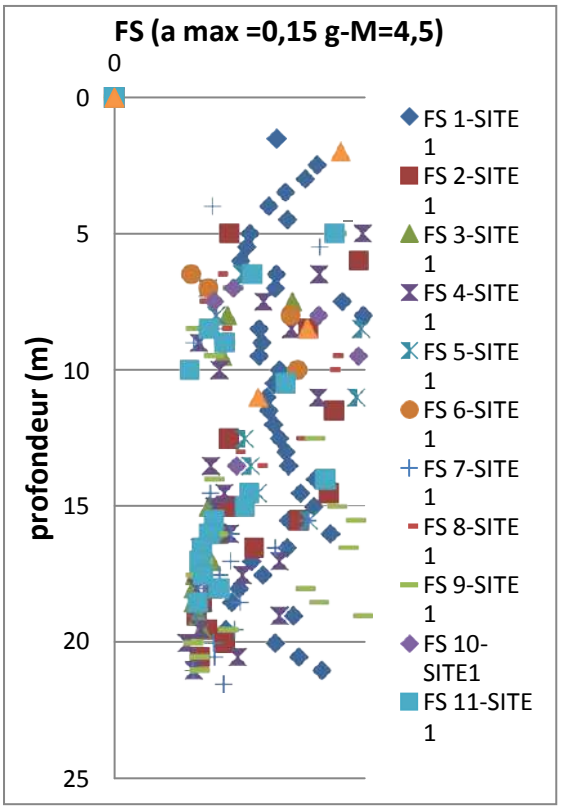
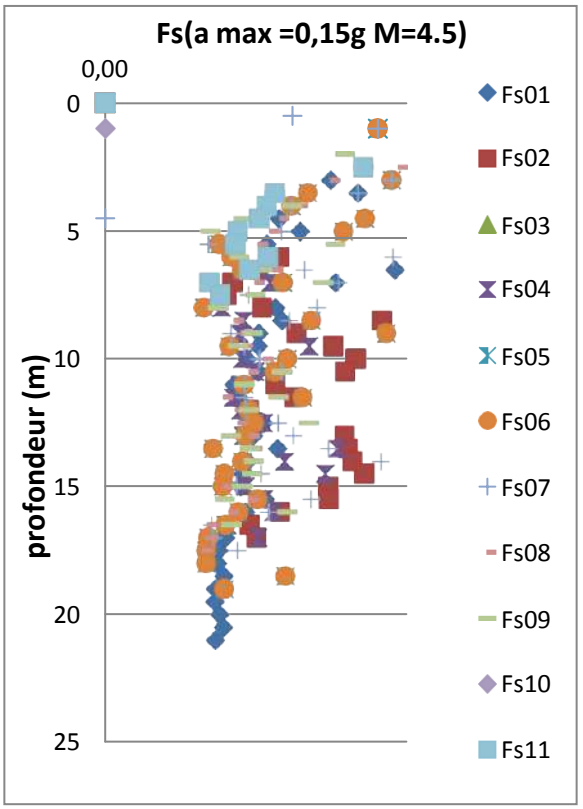
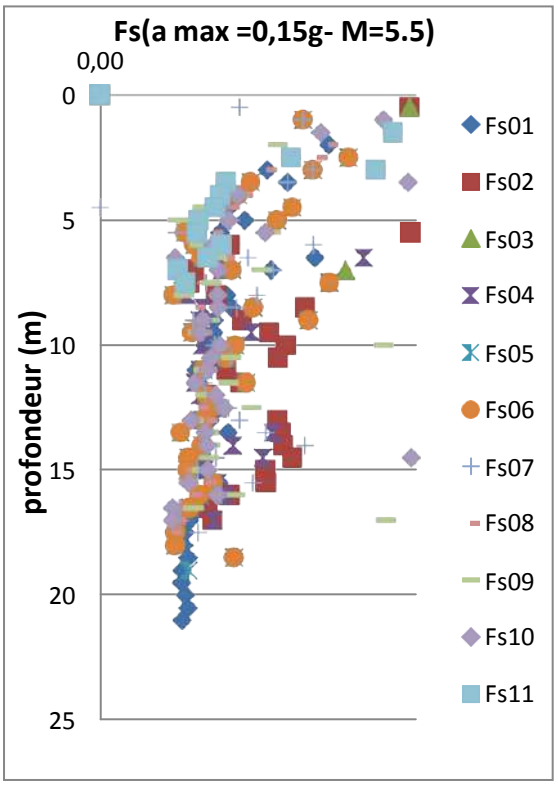


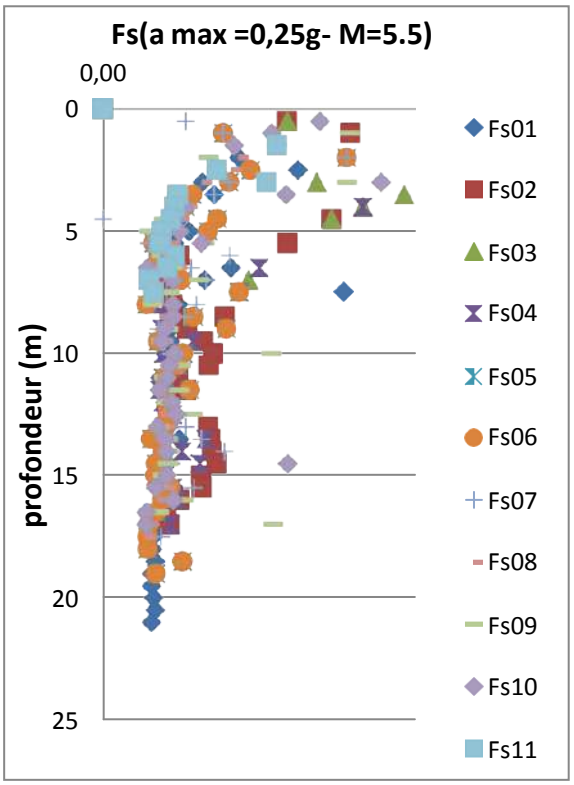
Figure III-24: application de la méthode CPT intégrée pour l'estimation de la radio cyclique (CRR) au site de la plage de l'état à moss landing qui a subi une liquéfaction cyclique lors du tremblement de terre de 1989 à Loma prieta en Californie

-Facteur de sécurité (Fs) au droit du sondage S-02 :









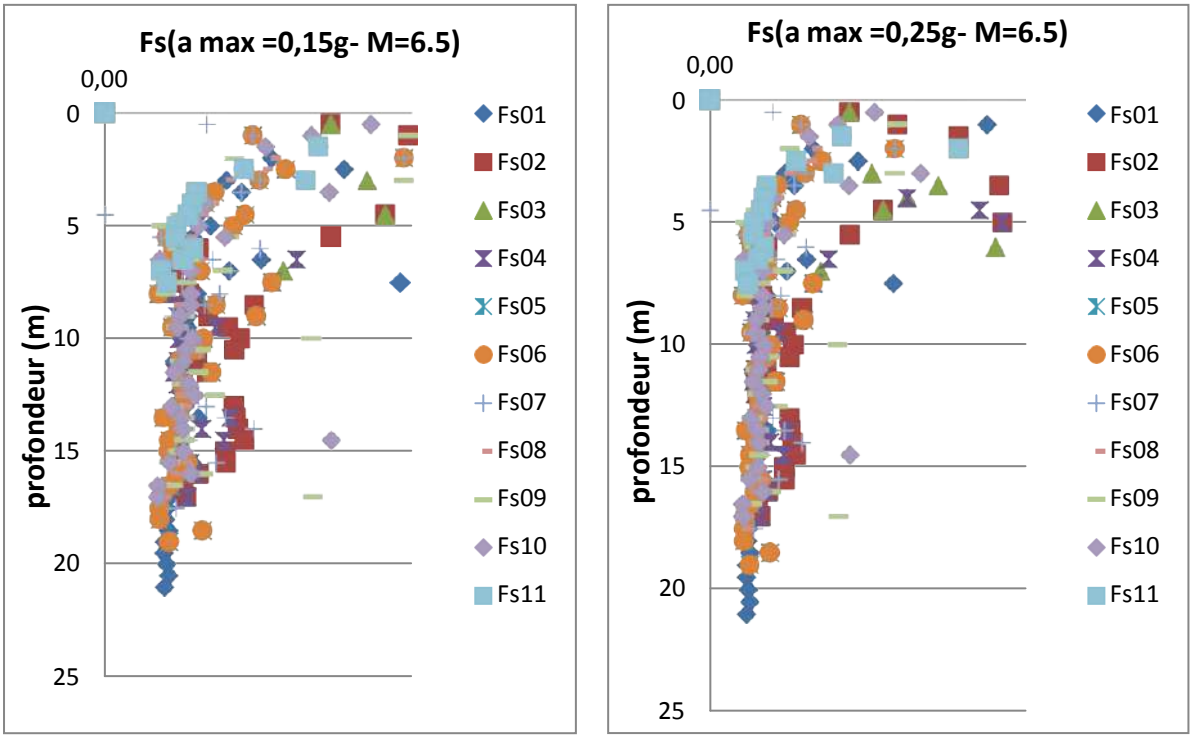


Figure III-25 : Résultats de facteur de sécurité de liquéfaction du site à partir de l'essai CPT – Sondage S-02

III.8 : Conclusion

Cette résultante préliminaire des lèves géotechniques complémentaires réalise sur la plupart des mines à partir de sept carottes .compagnon de levé géotechnique,

a ce stade de la recherche ,les résultats obtenus a partir de l'élaboration du profil géologique du site voisin et du test du compteur d'infiltration statique ont montre que le sol dans lequel nous trouvons est compose d'une couche de paillis sableuse ,il n'est pas très limoneux ,et surtout il est vert a jaune dans le sens nord-sud ,dans le sens sud ,il montre des grés calcaires punctiforme et une formation rocheuse malienne

Ces résultats ne peuvent expliquer automatiquement la faiblesse de la capacité de charge du sol par la résistance ponctuelle obtenue par sa saturation et présence d'eau.

Le but de cette étude était de faire une analyse de potentielle liquéfaction en utilisant l'approche simplifiée, et de comparer les différentes méthodes disponibles entre elles. Cette analyse est faite suivant la méthode la plus utilisée dans le monde et adoptée en Algérie (CGS), proposée par le workshop sur l'évaluation de résistance des sols à la liquéfaction en 1998 (NCEER/NSF, National Center for Earthquake Engineering Research, USA). Les

résultats d'autres travaux publiés par des membres de ce workshop après 1998, ont été aussi utilisés.

- toutes les méthodes prédisent la liquéfaction mais avec des facteurs de sécurité différents. Cette différence peut être attribuée à la non-cohérence entre les résultats des essais

- les trois méthodes définissent des points susceptibles d'être liquéfiables appartenant de manière globale à une même plage de profondeur.

- les résultats obtenus montrent une corrélation avec la stratigraphie du site étudié.

- À la fin nous pouvons dire que la fiabilité de ces méthodes est conditionnée par une définition adéquate de la stratigraphie du sol et la fiabilité des mesures des essais réalisés.

CHAPITRE IV

Présentation du code calcule Flac ^{2D} de les modelés numérique

IV.1 :Introduction

Ce chapitre expose en premier lieu une présentation de l'option dynamique du code de calcul FLAC^{2D} , qui a été retenu pour l'exécution du présent travail de recherche dynamiques. en second lieu une étude paramétrique de l'influence de certains facteurs sur l'apparition de la liquéfaction dans le sol concernant l'action dynamique:

l'amplitude du mouvement sismique et le nombre des coups (N1)60. En fin, une analyse d'une zone de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux avec l'analyse de l'influence d'une couche de sol liquéfiable localisée d'un massif argileux sur la stabilité des structures et bien mise en évidence en utilisant le code de calcul FLAC^{2D} .

La solution d'un problème de contrainte-déformation exige l'équilibre et la compatibilité soit satisfaisante pour la frontière et les conditions initiales en utilisant un rapport approprié de contrainte-déformation.

IV.2 :Présentation du logiciel FLAC

Le logiciel FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), développé par la société américaine ITASCA Consulting Group, est spécialement conçu pour les problèmes de géo - mécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier. FLAC fait partie des outils de calculs dits en ″contraintes - déformations″, dans un milieu continu, à ne pas confondre avec les calculs " à la rupture". Ces derniers font en effet appel à des hypothèses à priori sur le comportement d'un ouvrage ou d'un massif : ces hypothèses sont plus ou moins vérifiées par la théorie et/ou l'expérience. Ils conduisent en général à la notion de coefficient de sécurité, par rapport à une rupture potentielle prédéterminée (forme de la ligne de rupture dans un talus, par exemple) (Itasca, 2005). A l'inverse, les modèles de calculs en contraintes déformations ne demandent pas d'hypothèse comportementale de l'ouvrage car ils calculent en tous les points du massif le tenseur des contraintes et des déformations : cette méthode permet donc de mieux comprendre les phénomènes physiques mis en jeu au sein d'un massif lors des travaux de constructions, ou de ruptures accidentelles.

IV.3 :Principe de résolution numérique dans du logiciel FLAC^{2D}

FLAC est un logiciel de modélisation mécanique de problèmes géotechniques. Contrairement à la plupart des autres codes basés sur la méthode des éléments finis, FLAC2Dutilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de

ressources mémoires ; mais un grand nombre d'itérations, (Itasca Flac User'sguide, [2005]). Ce code a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique, intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique .La figure IV-1 illustre le principe de résolution numérique des problèmes géotechniques exploités dans le code de calcul.

IV.4 :Les considérations à prendre pour la modélisation dynamique

Il y'a trois aspects que l'utilisateur doit considérer en préparant un modèle pour une analyse dynamique avec FLAC2D:1.le chargement dynamique et les conditions aux limites;2.l'amortissement mécanique;

Et3.la transmission d'ondes à travers le modèle.

La figure suivant décrit les différentes étapes d'un calcul dynamique:

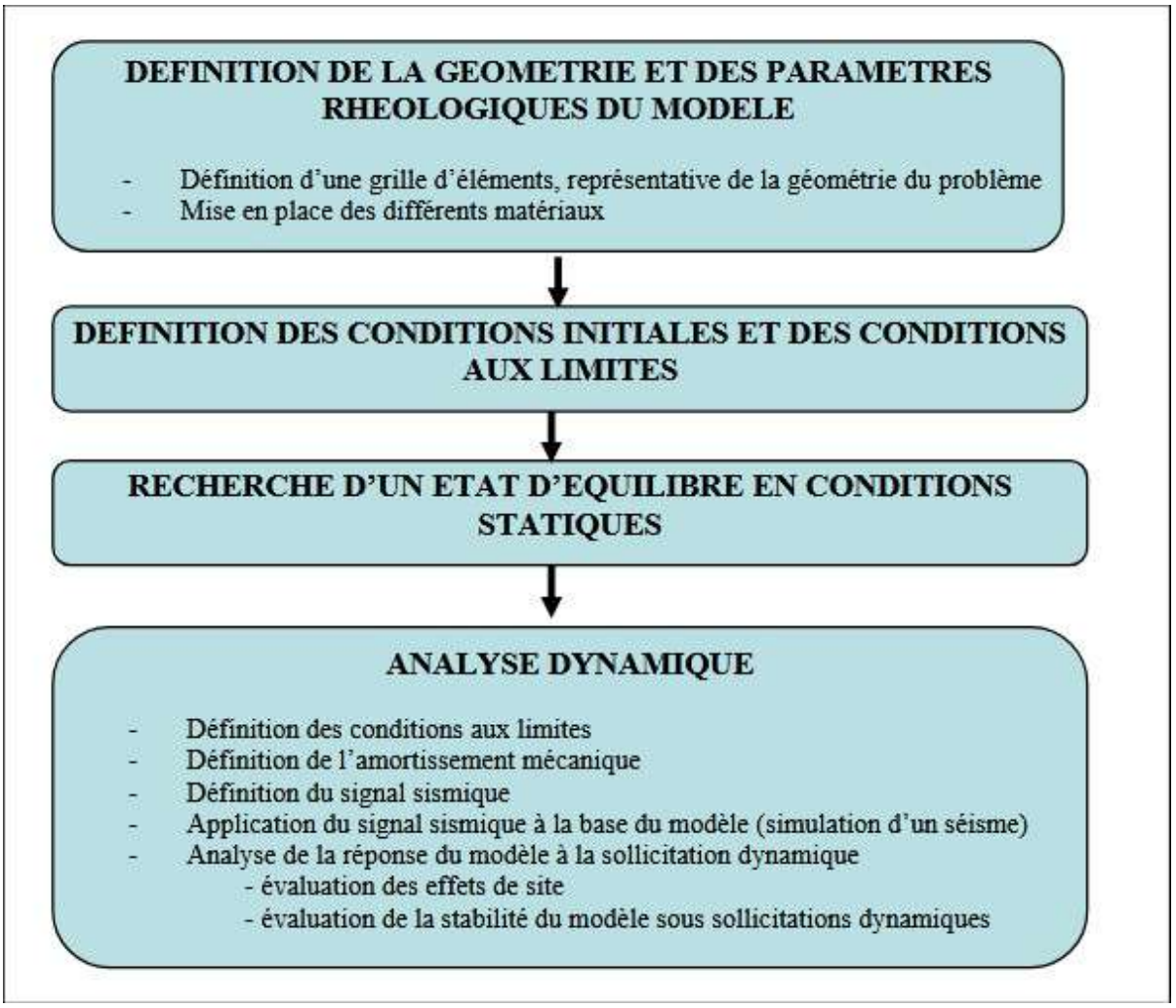


Figure IV.1: Les différentes étapes d'un calcul dynamique avec le logiciel FLAC^{2D}(d'après Céline Bourdeau, 2005)

IV.5 :La méthode des différences finies

Comme le soulignent Billaux et Cundall (1993), la méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins (1964) qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée du système d'équations est directement discrétisée, et les variations définies aux points de discrétisation ne nécessitent pas de fonctions de forme, comme cela est le cas pour les éléments finis. Le maillage est constitué de quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a,b) et (c,d), comme indiqué sur la figure suivant . La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique sous un chargement symétrique. Il en va de même pour les déplacements des nœuds.

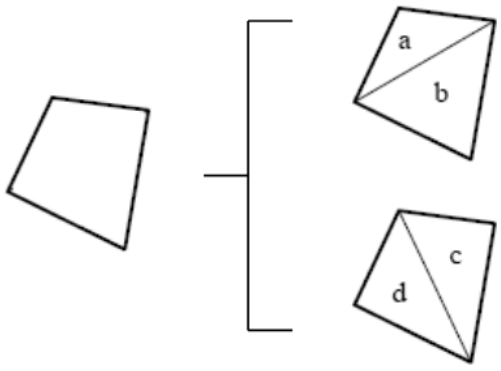


Figure IV.2 Principe de dissociation des quadrilatères en deux paires d'élément triangulaires.

Le code FLAC utilise des éléments lagrangiens, dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.De plus, le code FLAC se distingue essentiellement par son

schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory (RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis.

IV.6 :Le modèle numérique

Les modèle sen centrifugeuse ont été analysés avec une seule colonne d'éléments .Cette représentation uni dimensionnelle est équivalente à assumer que les contraintes et les déformations dans le modèle en centrifugeuse sont uniformes dans tout plan horizontal .Les Contrainte sen les états limite sont été répartie sur le modèle de sorte que l'haut de chaque élément du sol doit rester horizontale pendant le chargement et la largeur du modèle est resté pratiquement constant (Peter M. Byrne et al, 2004).

L'effet sismique appliqué c'est un mouvement périodique à la base du profil. Le mouvement des bords du profil suit le mouvement à la base, sauf que l'amplitude converge vers zéro au niveau supérieur du profil (ce mouvement peut représenter un essai de cisaillement simple, Le chargement vertical considéré est le poids propre du profil de sol . et parmi ces modèle , on en trouve **modèle de finn :**

Martinet al. (1975) ont développé une méthode de calcul de la pression interstitielle en conjonction avec la relation constitutive non-linéaire du comportement des matériaux. Le modèle est basé sur le concept que la pression interstitielle générée lors du chargement non drainé est liée à la déformation volumique qui aurait eu lieu pour le même incrément de contrainte dans des conditions de chargement drainé. Ce concept est appelé le modèle de MFS (Martin Finn Seed)de pression interstitielle.



Figure IV.3 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.1

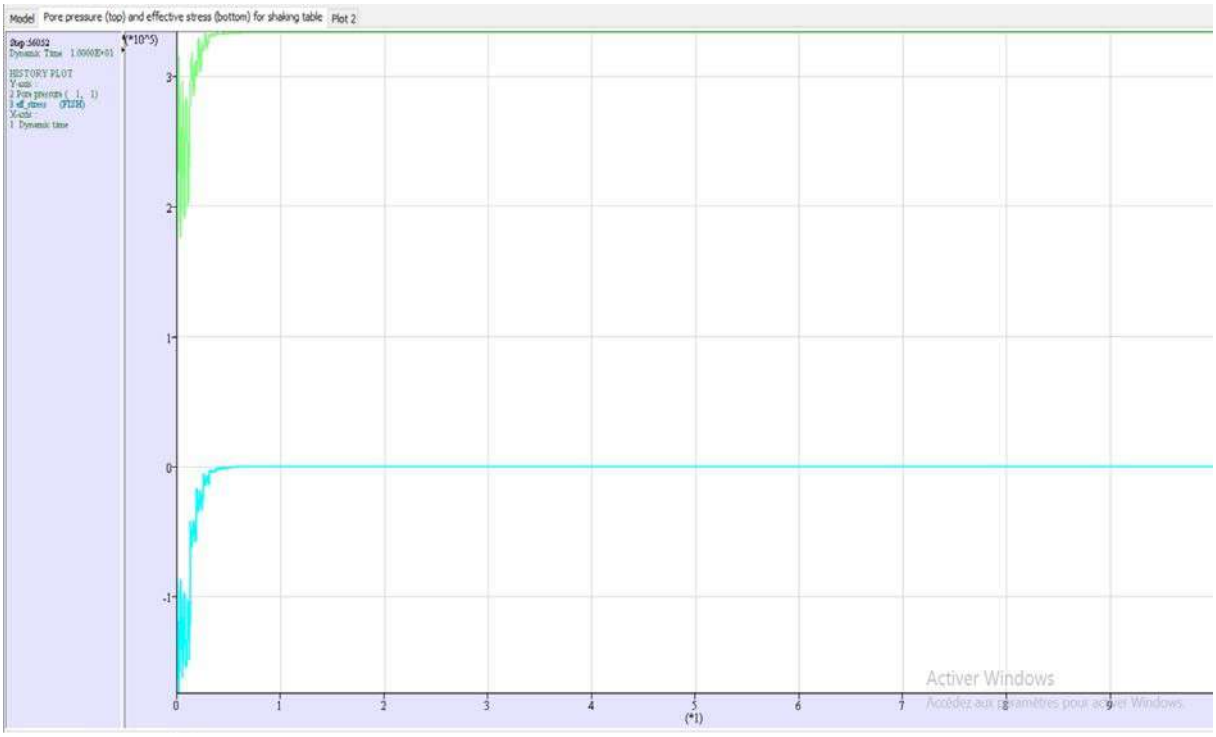


Figure IV.4: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 15 m de profondeur.

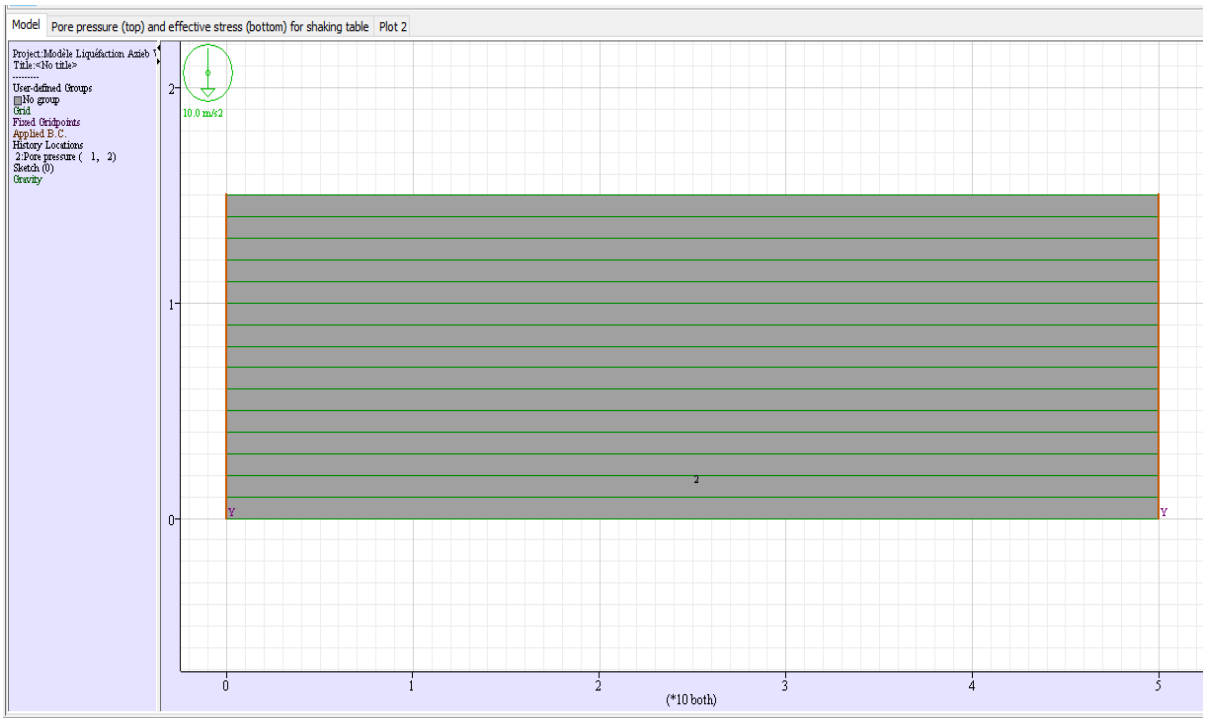


Figure IV.5 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.2

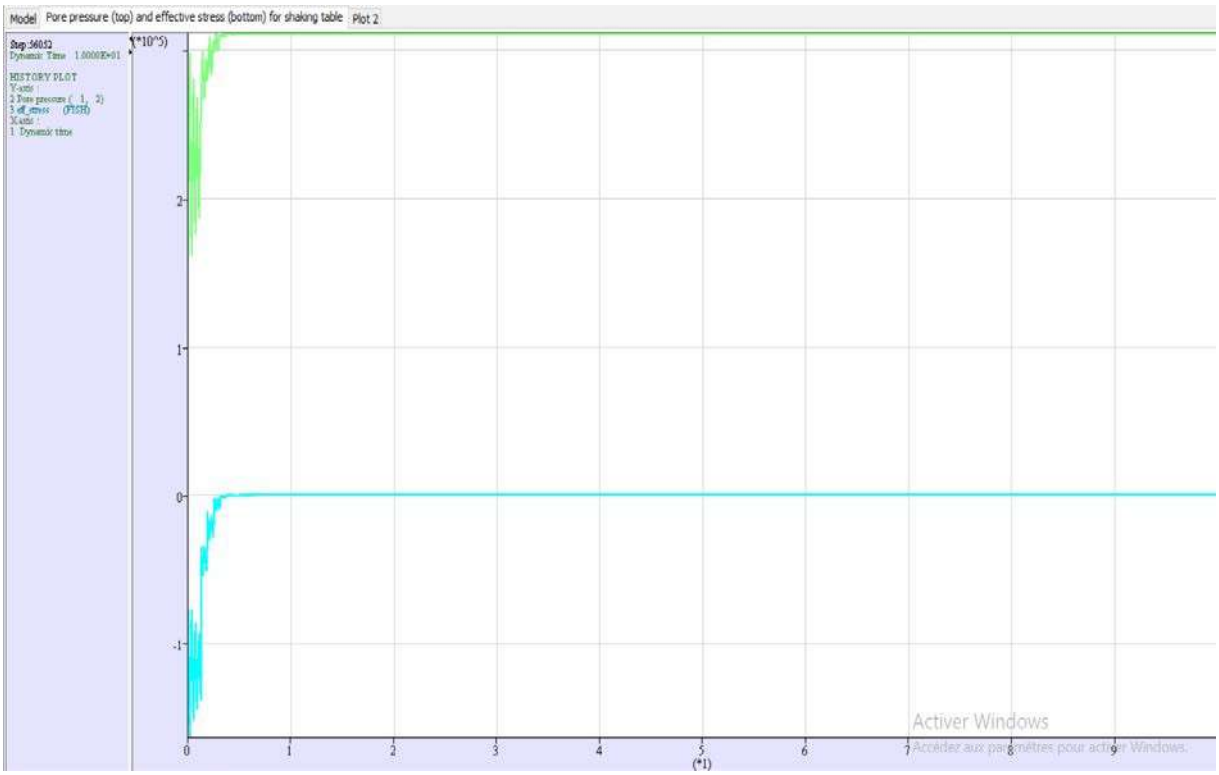


Figure IV.6: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 14 m de profondeur.

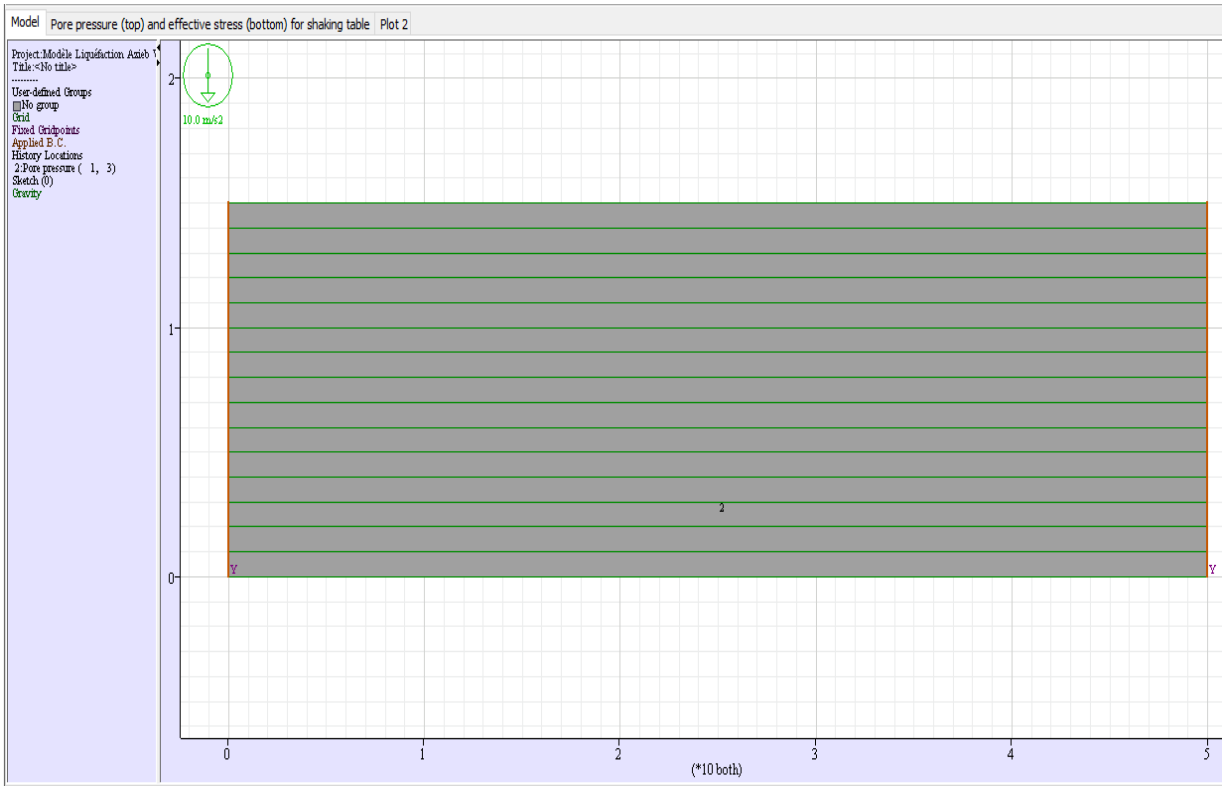


Figure IV.7 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.3

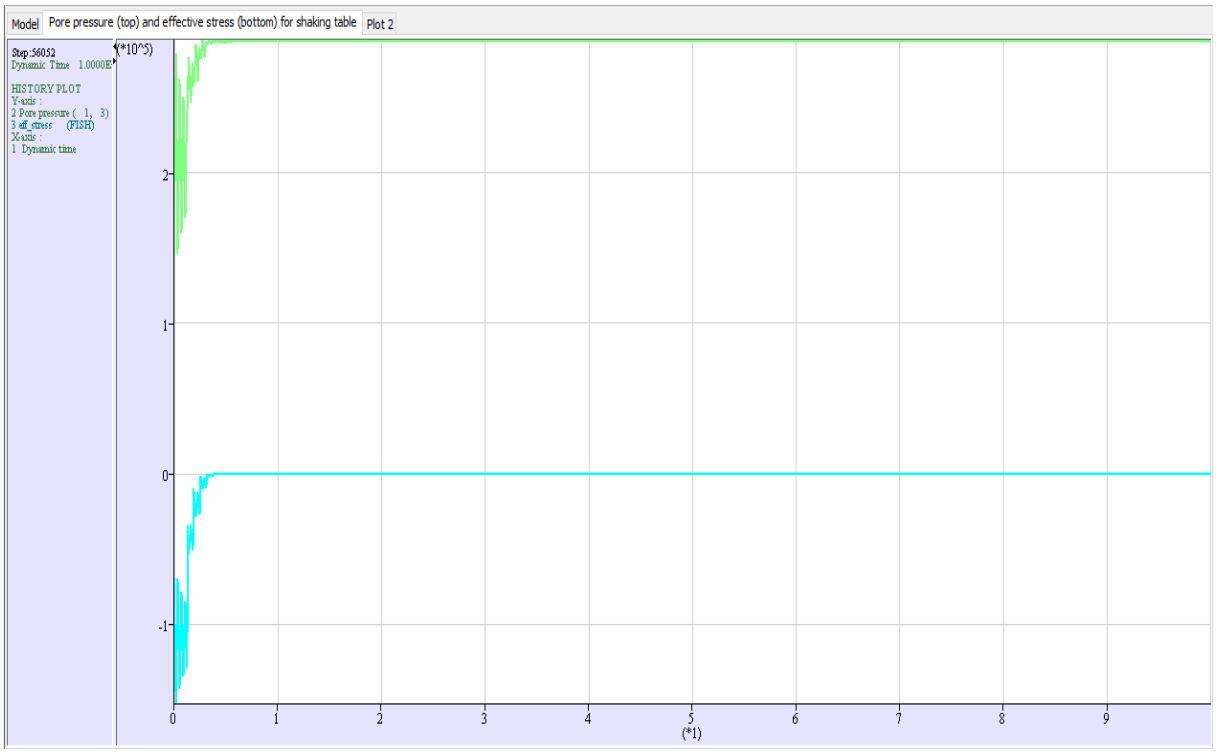


Figure IV.8: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 13 m de profondeur.

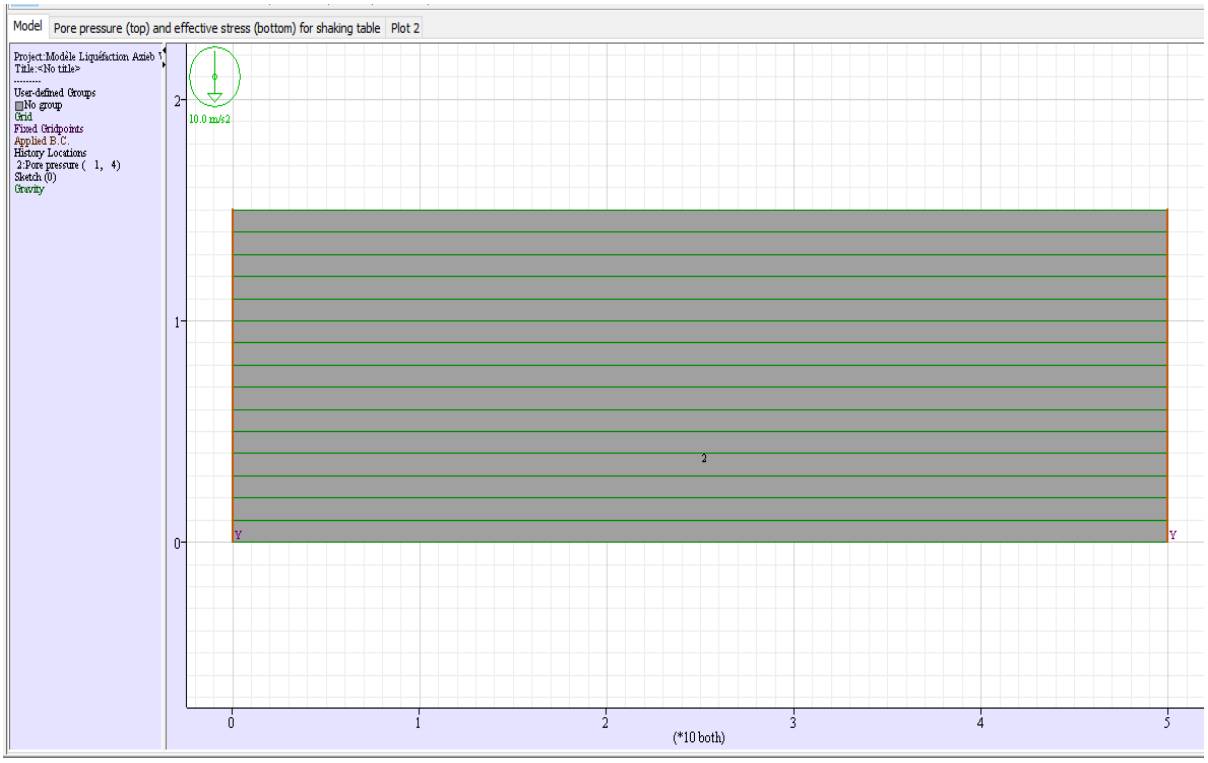


Figure IV.9 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.3

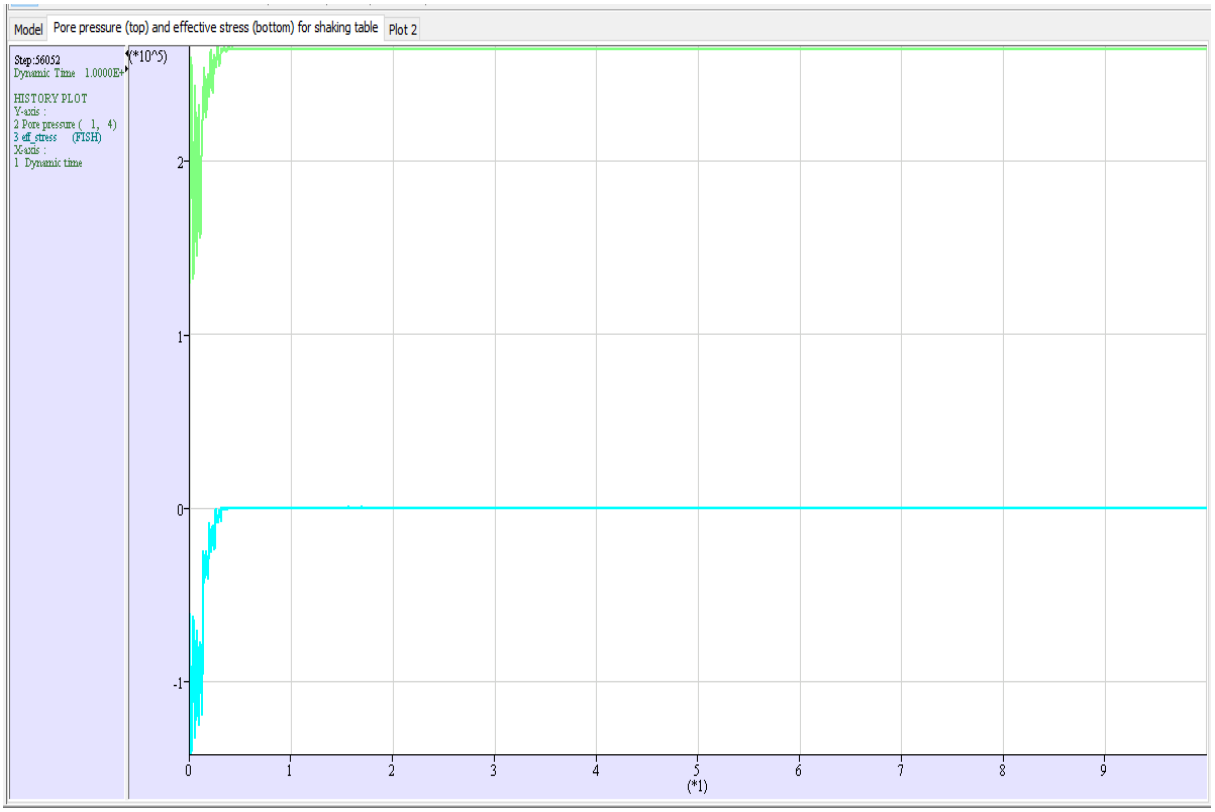


Figure IV.10: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 12 m de profondeur.

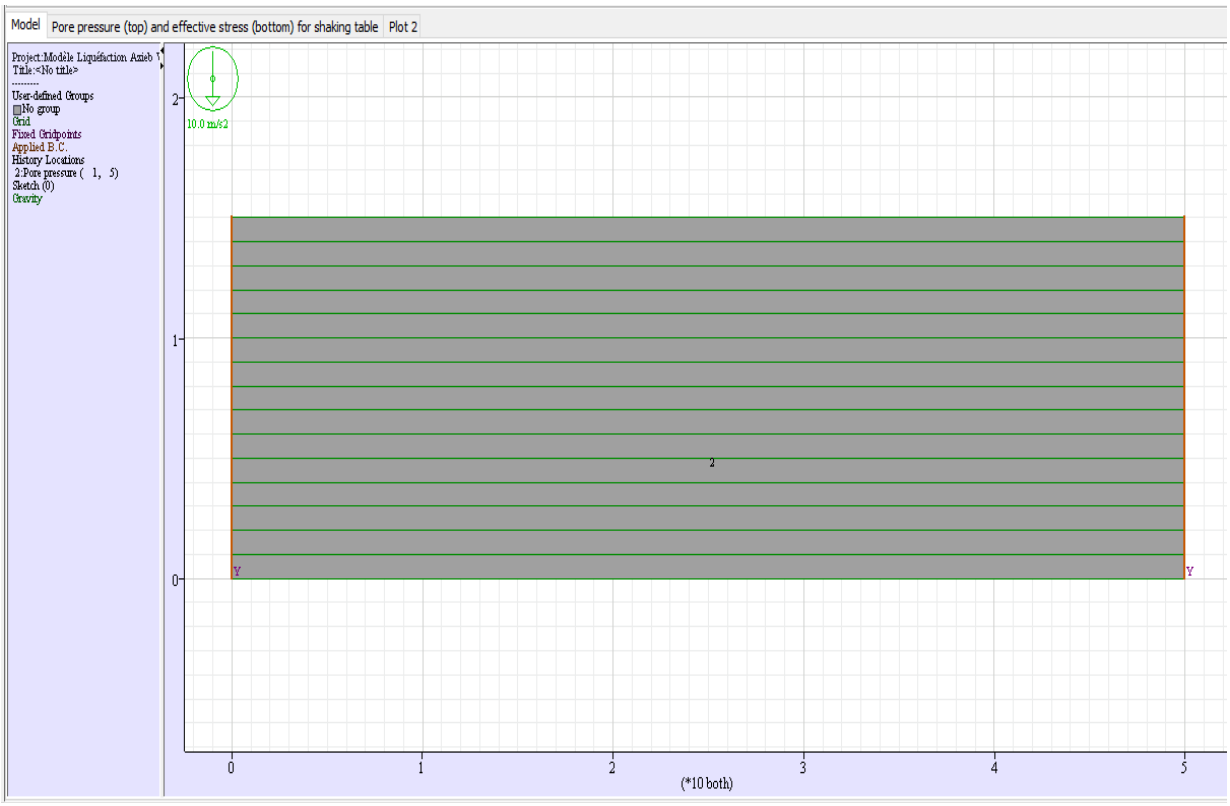


Figure IV.11 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.4

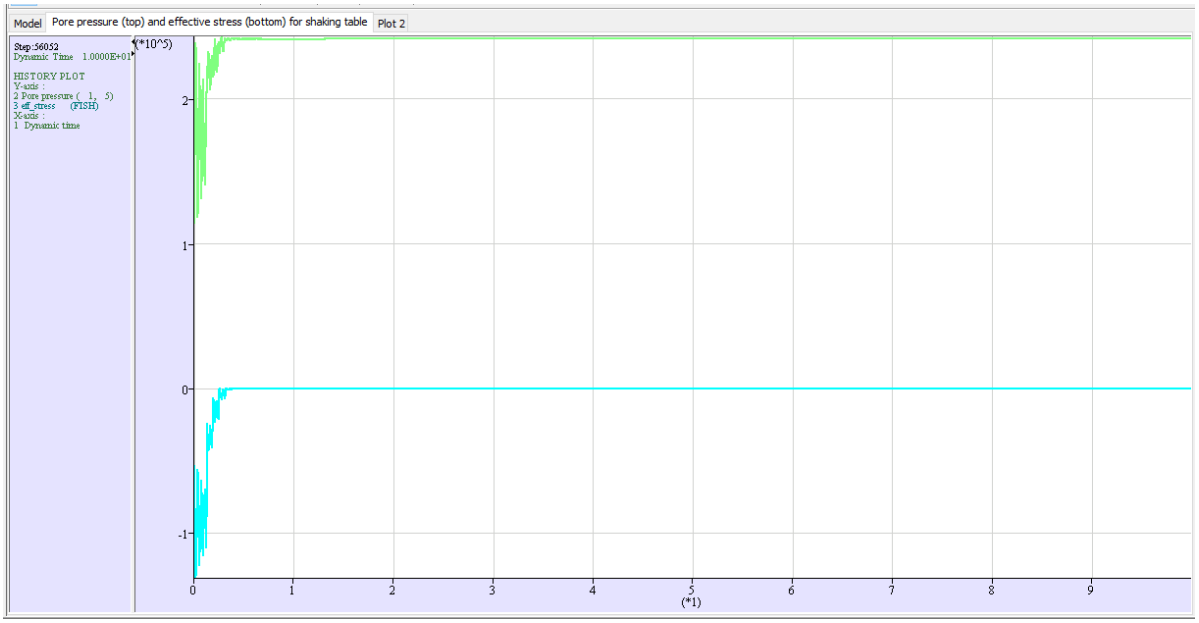


Figure IV.12: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 11 m de profondeur.

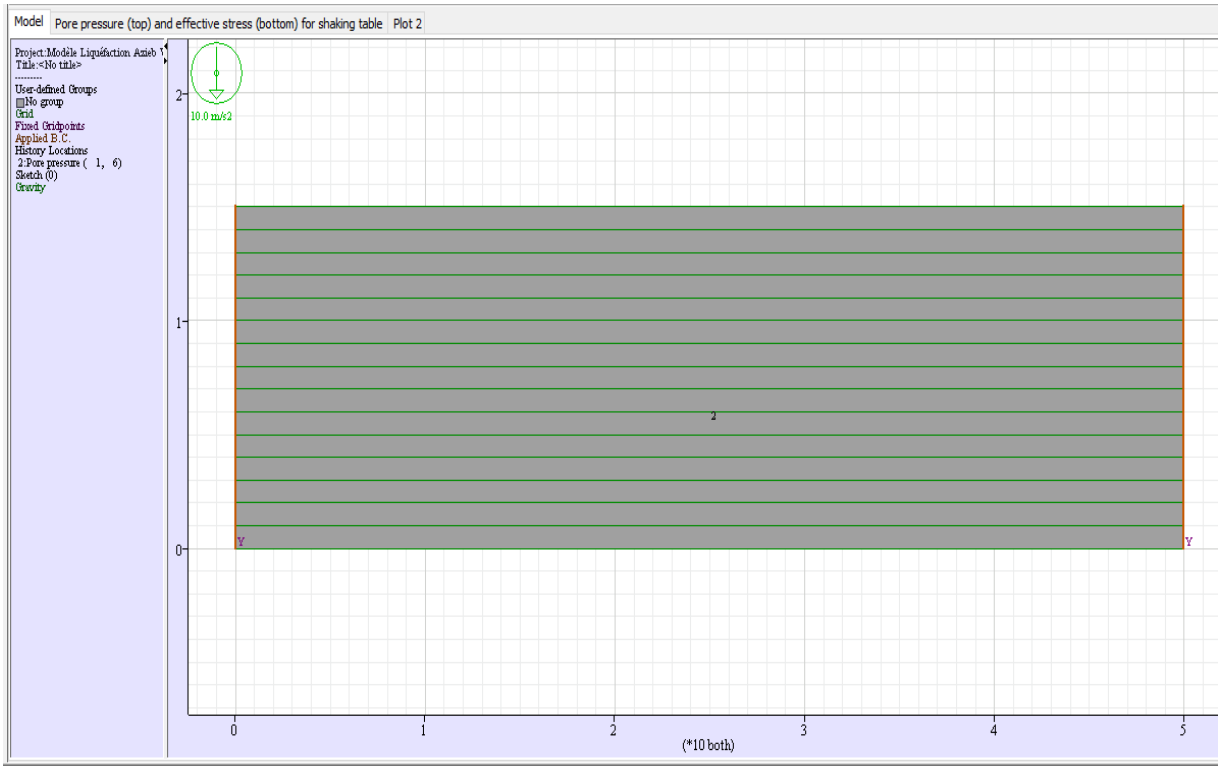


Figure IV.13 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.5

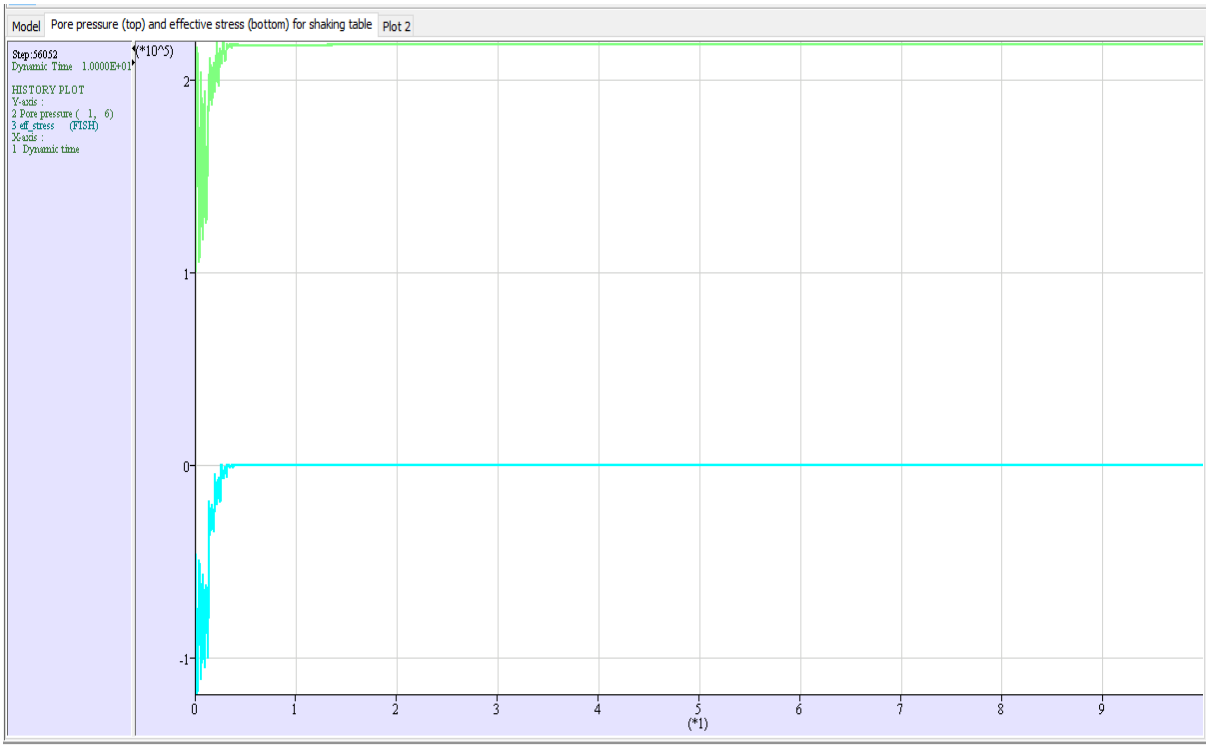


Figure IV.14: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 10 m de profondeur.

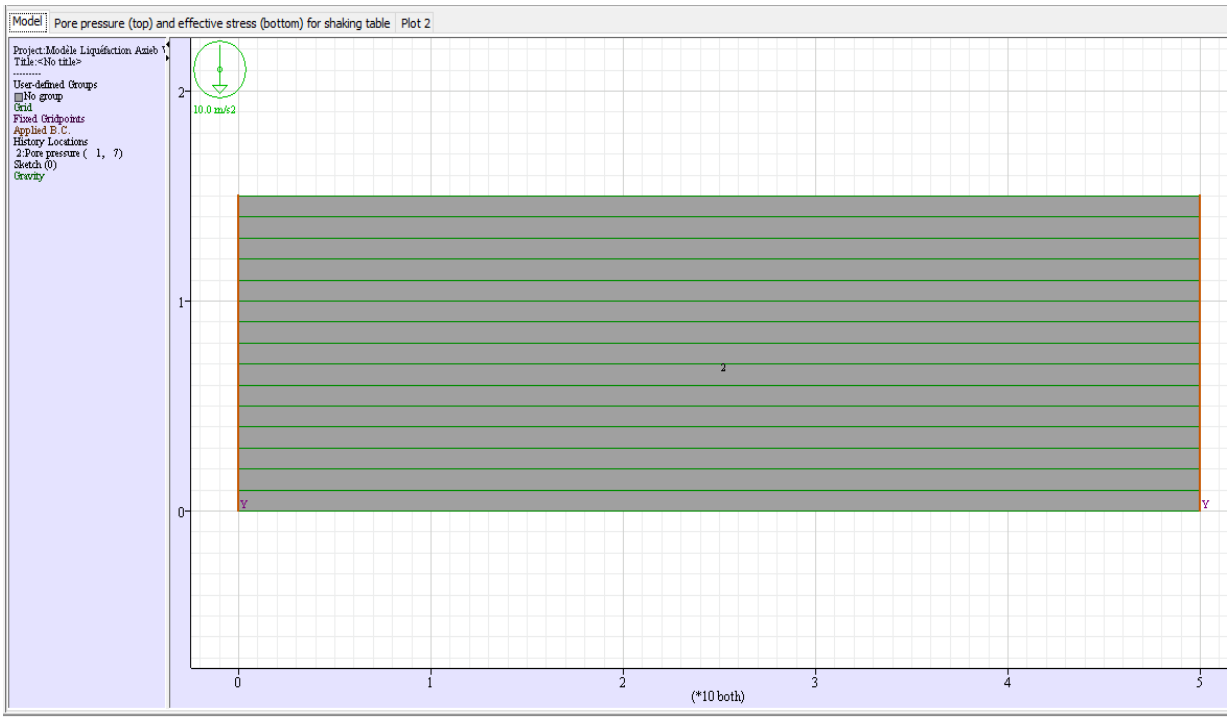
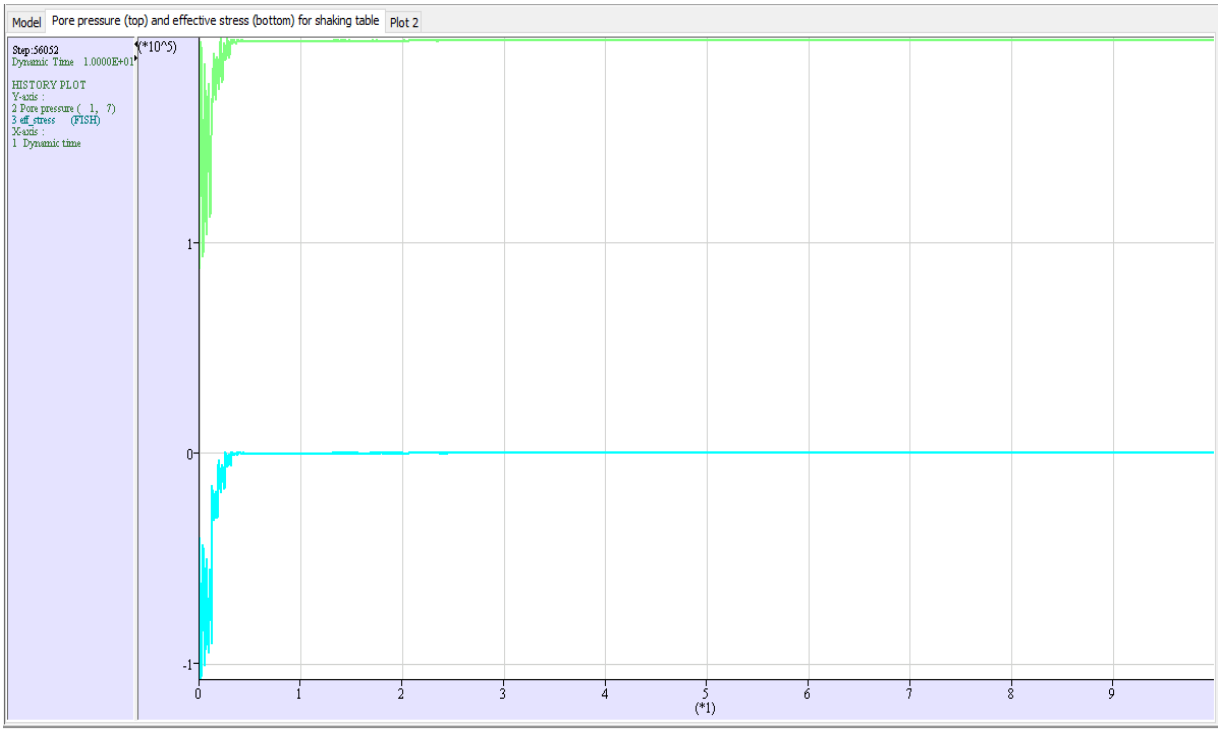


Figure IV.15 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.6



FigureIV.16 : Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 9 m de profondeur.

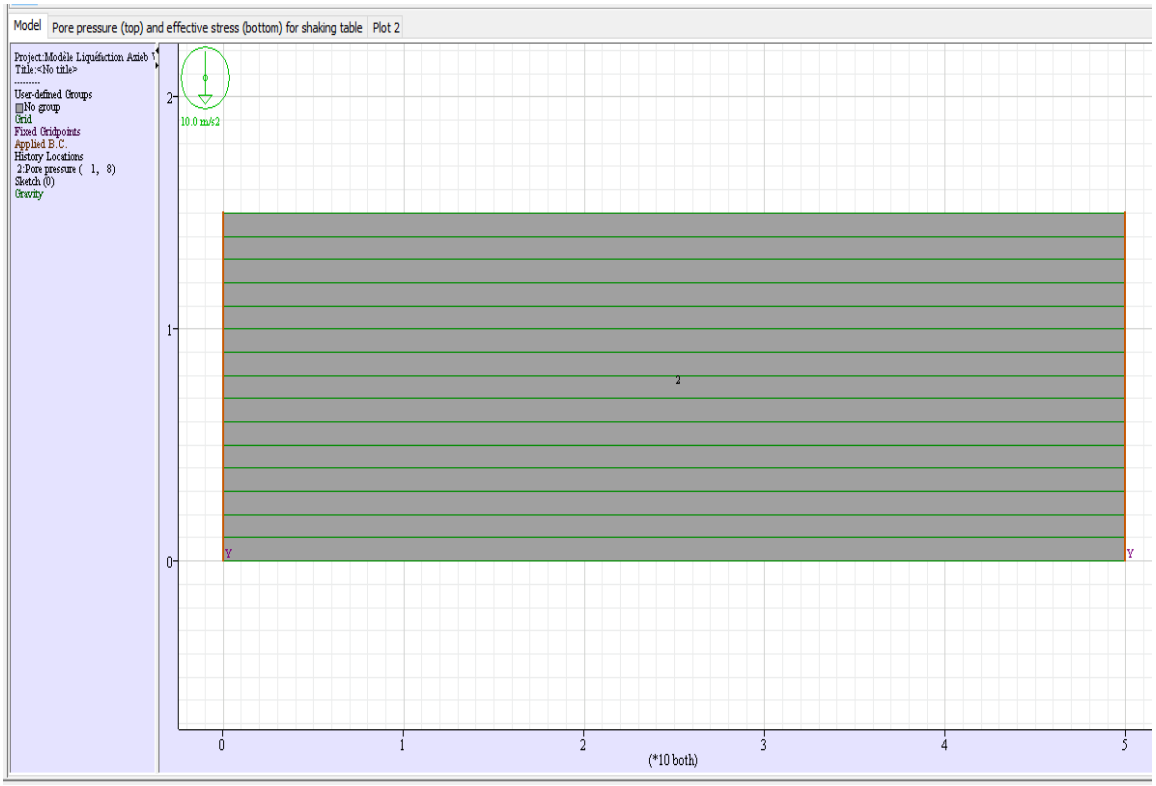


Figure IV.17 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.7

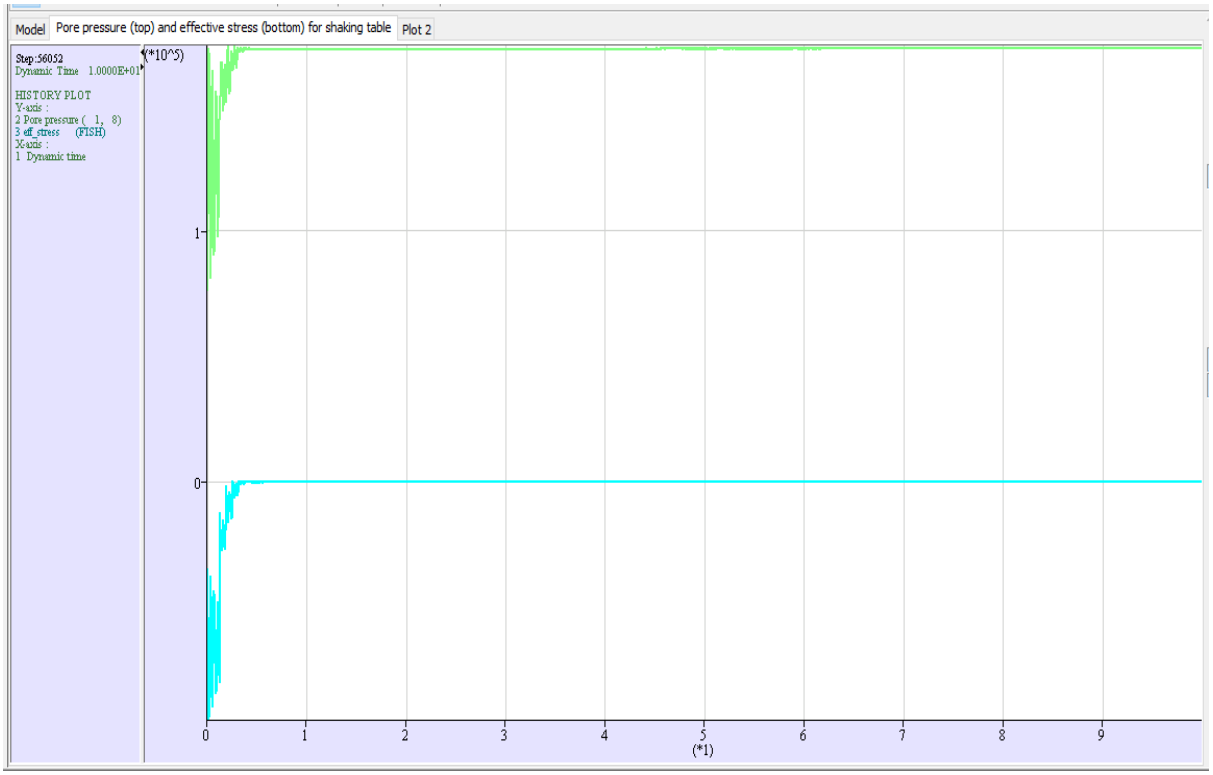


Figure IV.18 : Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 8 m de profondeur.

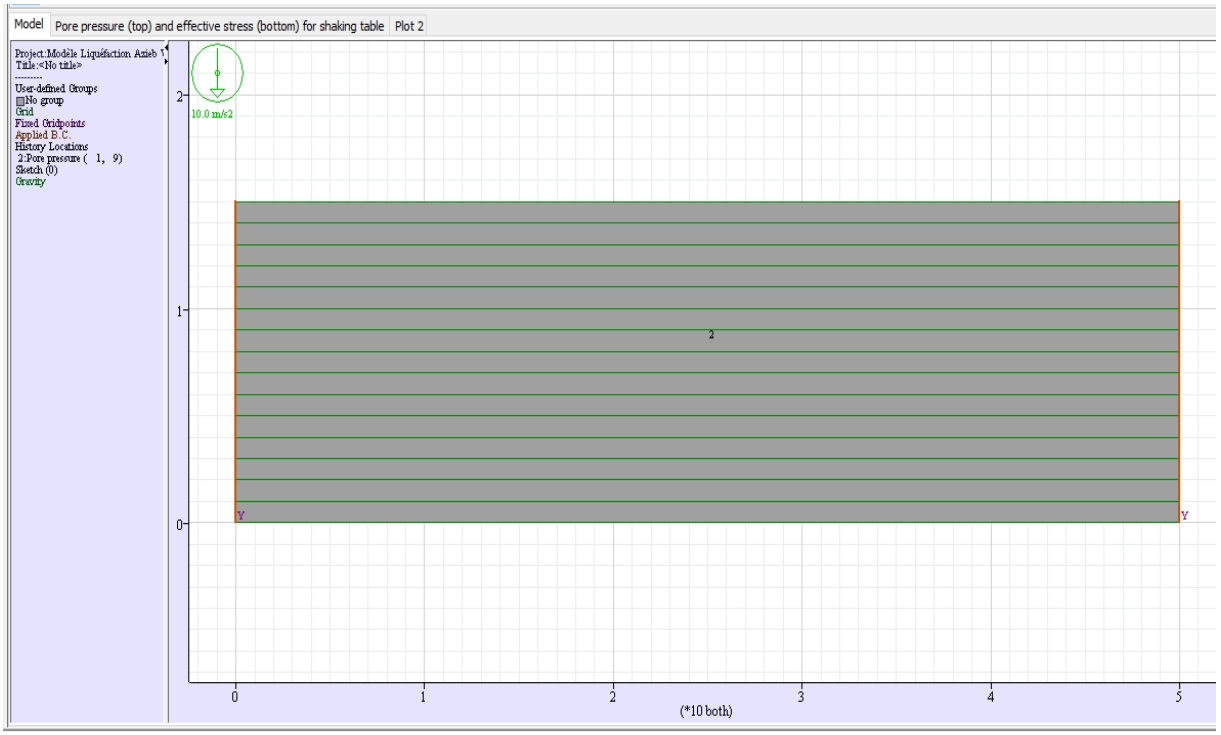


Figure IV.19 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.8

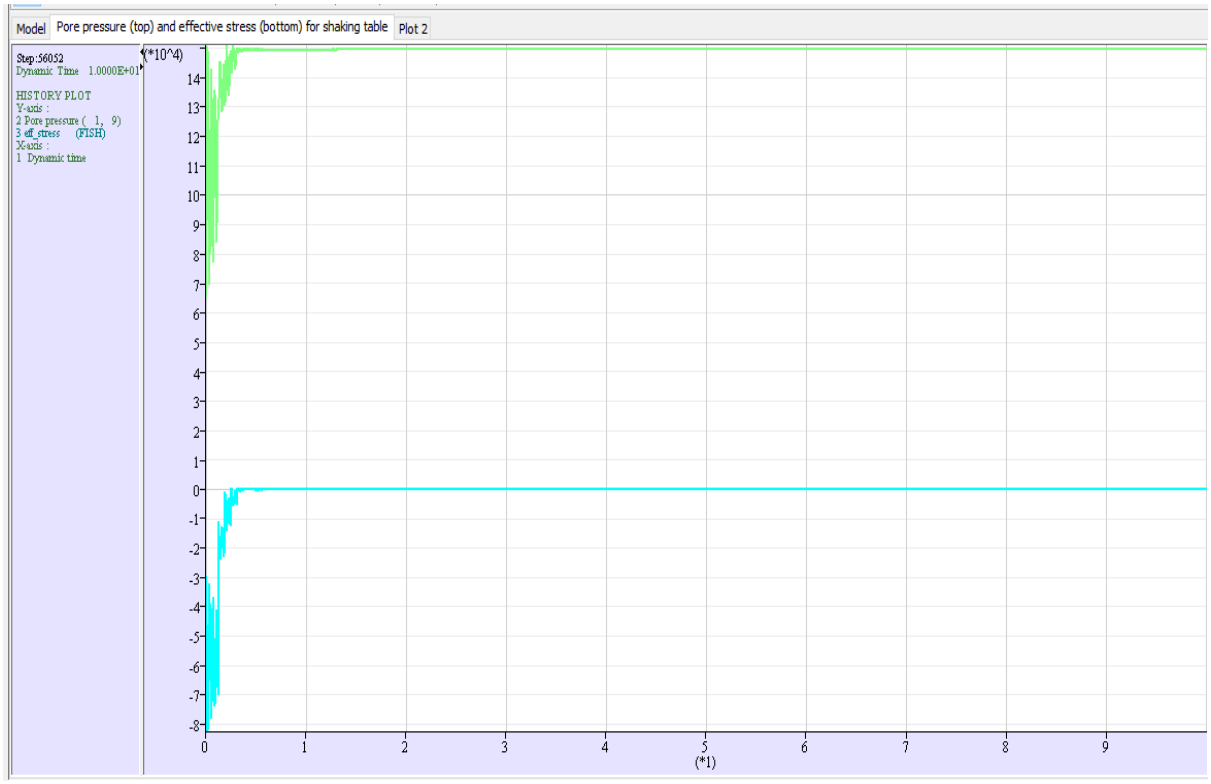


Figure IV.20: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 7 m de profondeur.

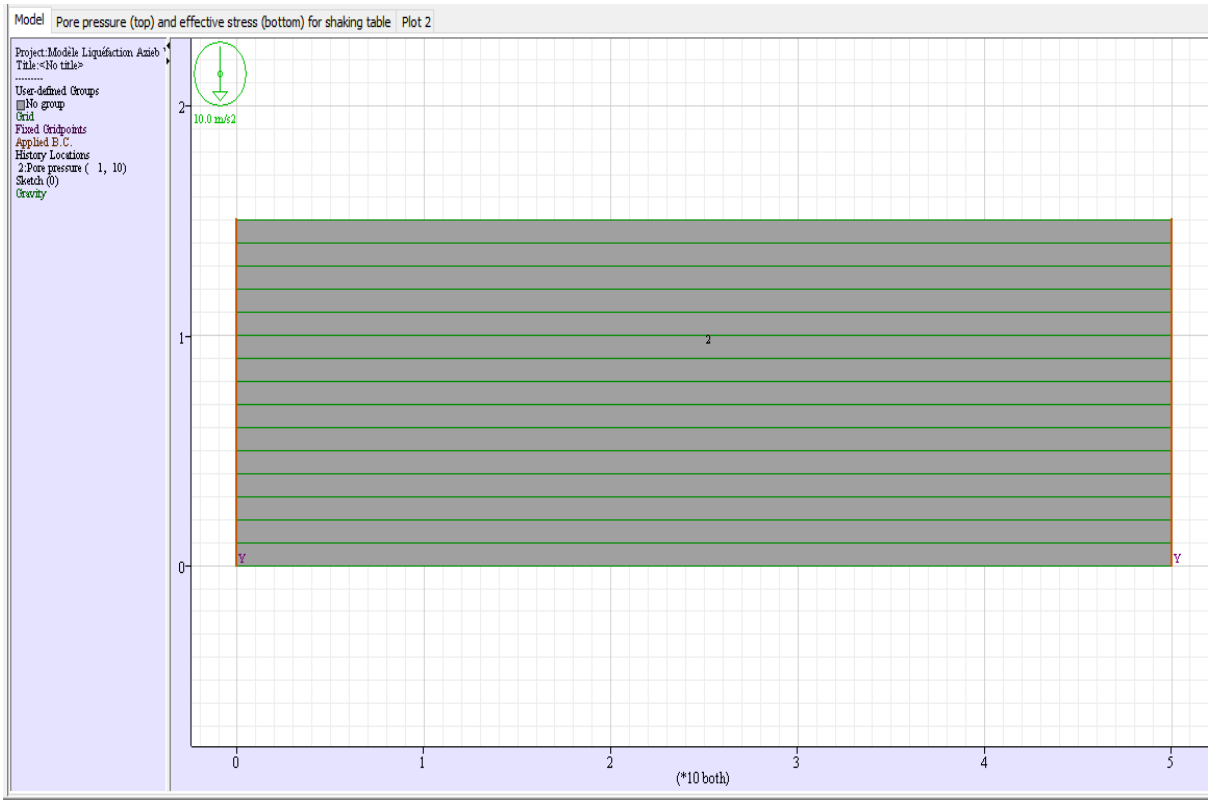


Figure IV.21 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.9

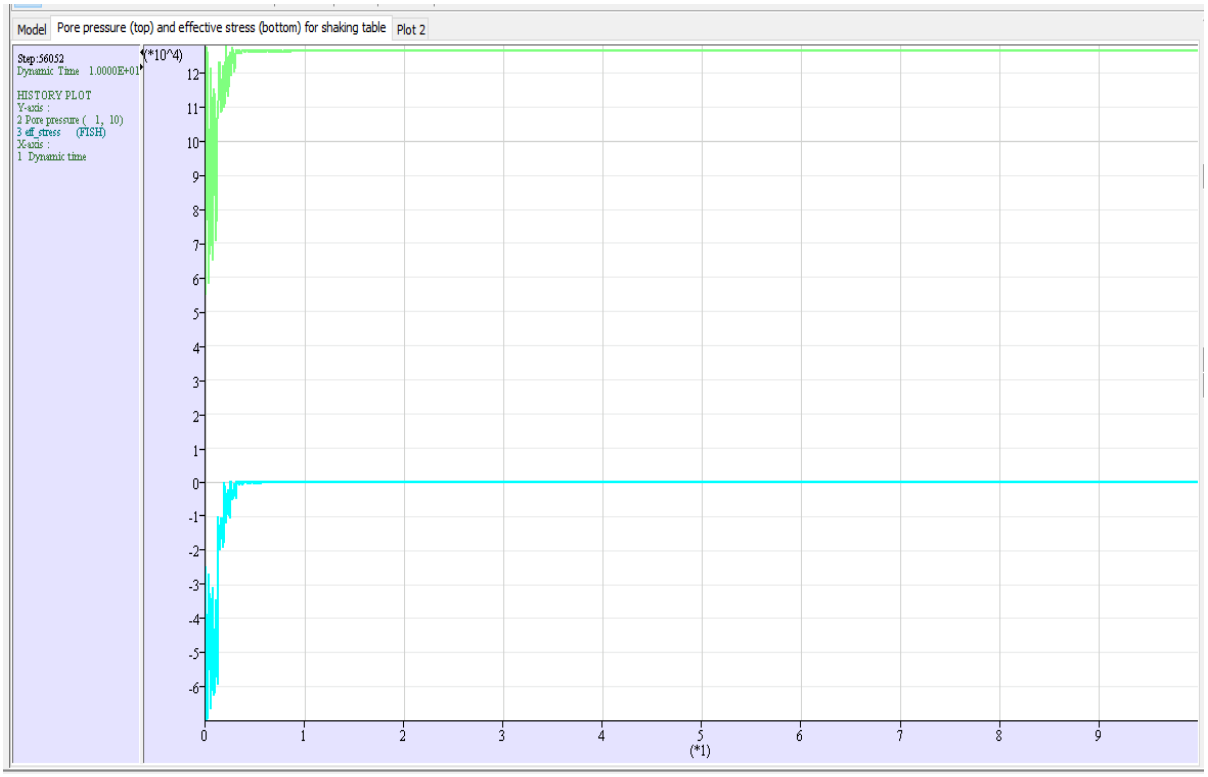


Figure IV.22 : Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 6 m de profondeur.

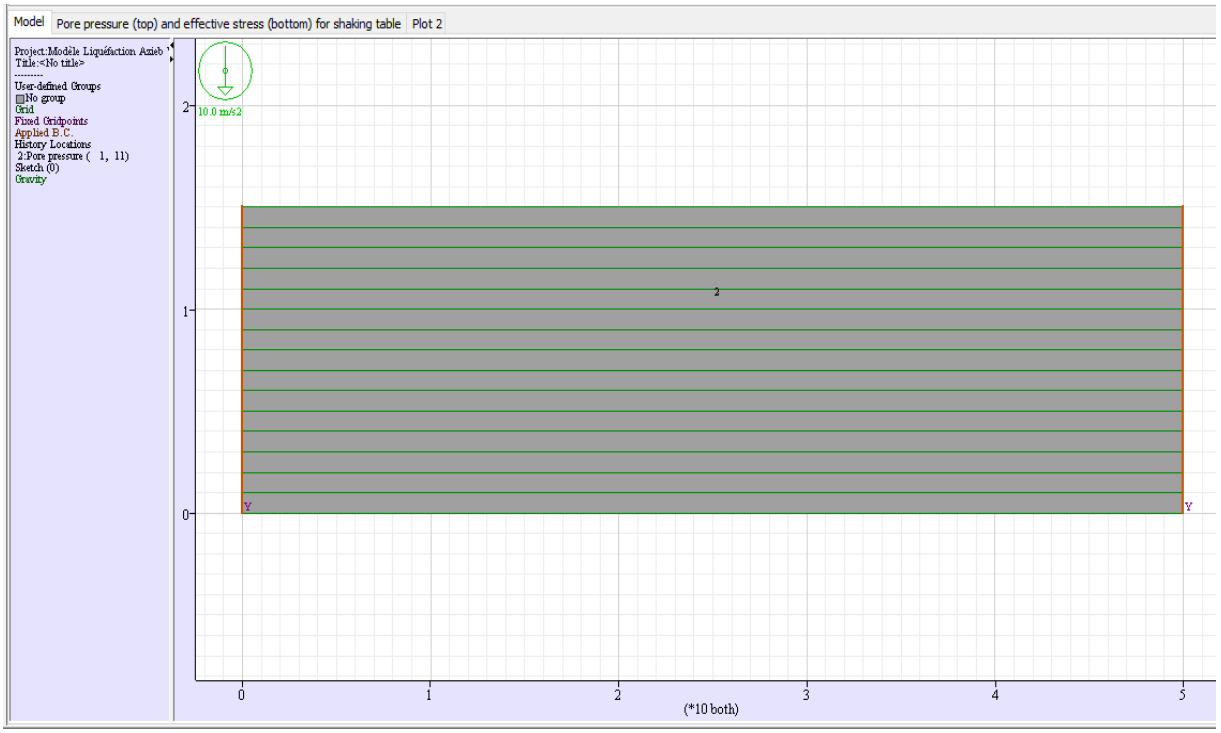
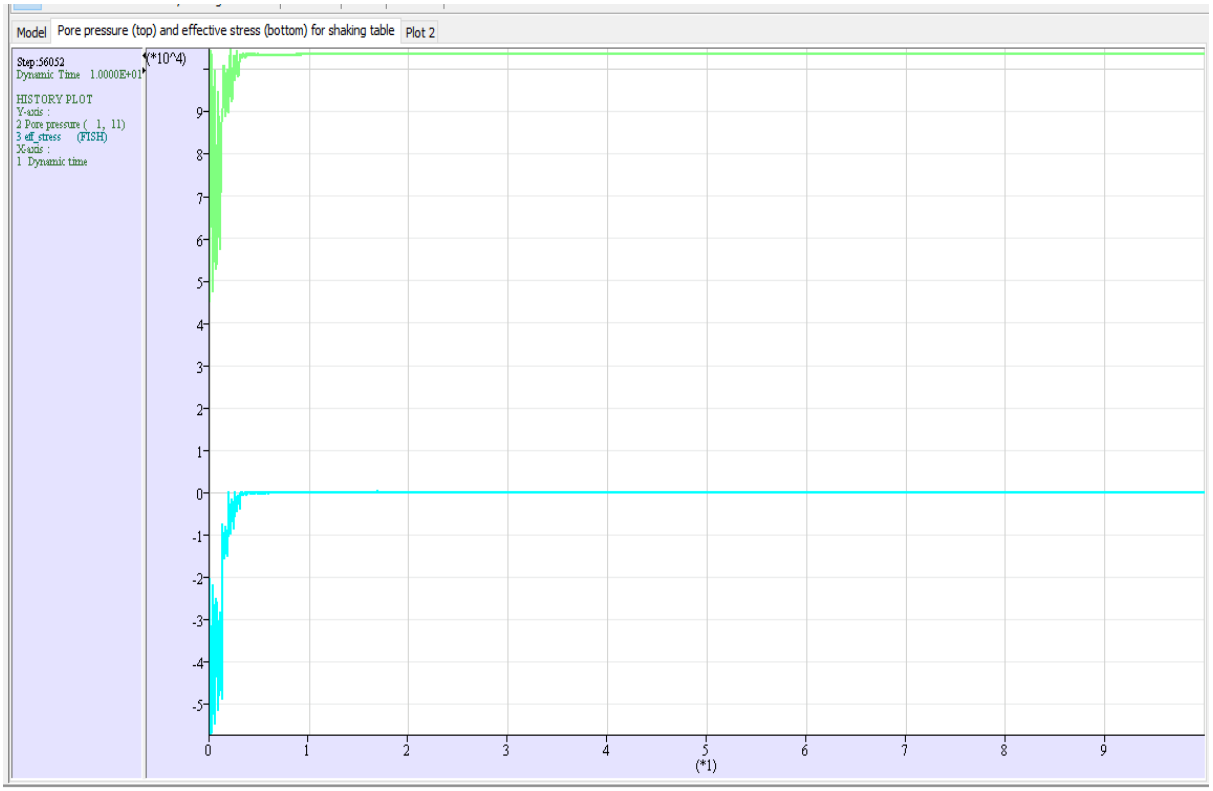


Figure IV.23 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.10



FigureIV.24 : Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 5 m de profondeur.

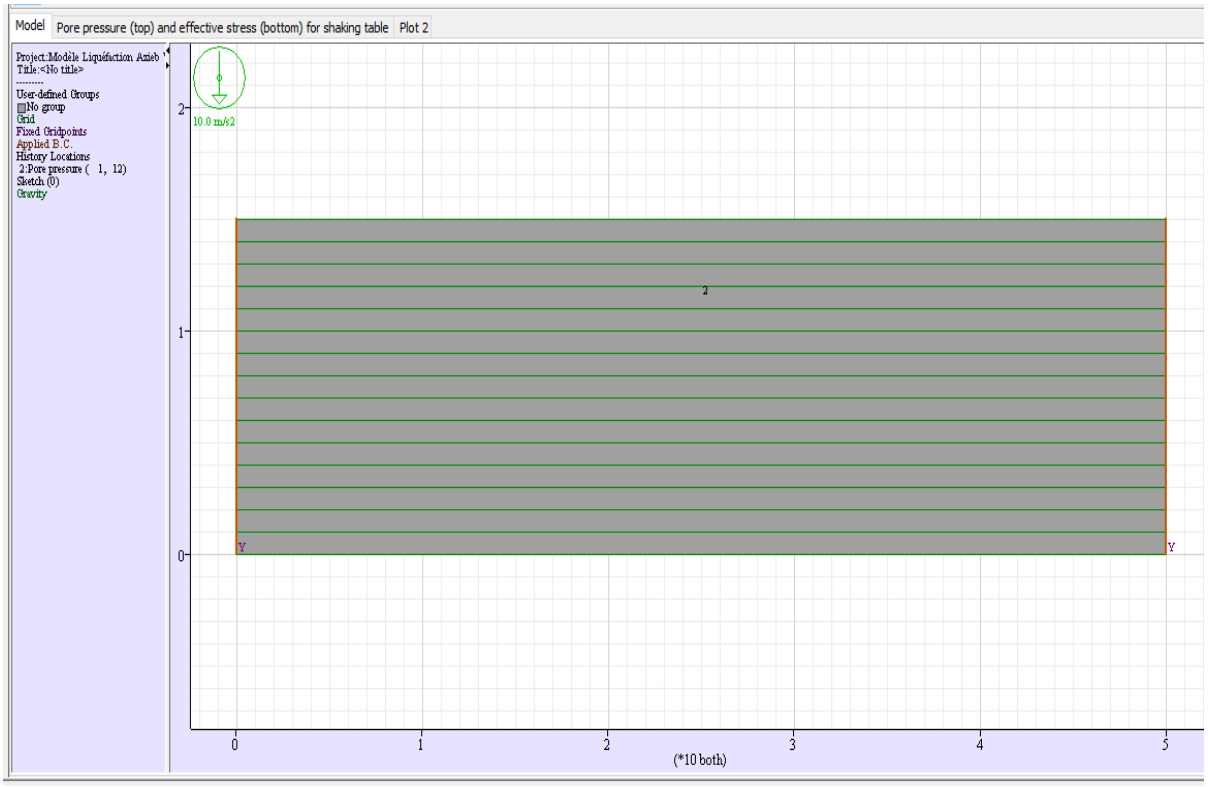
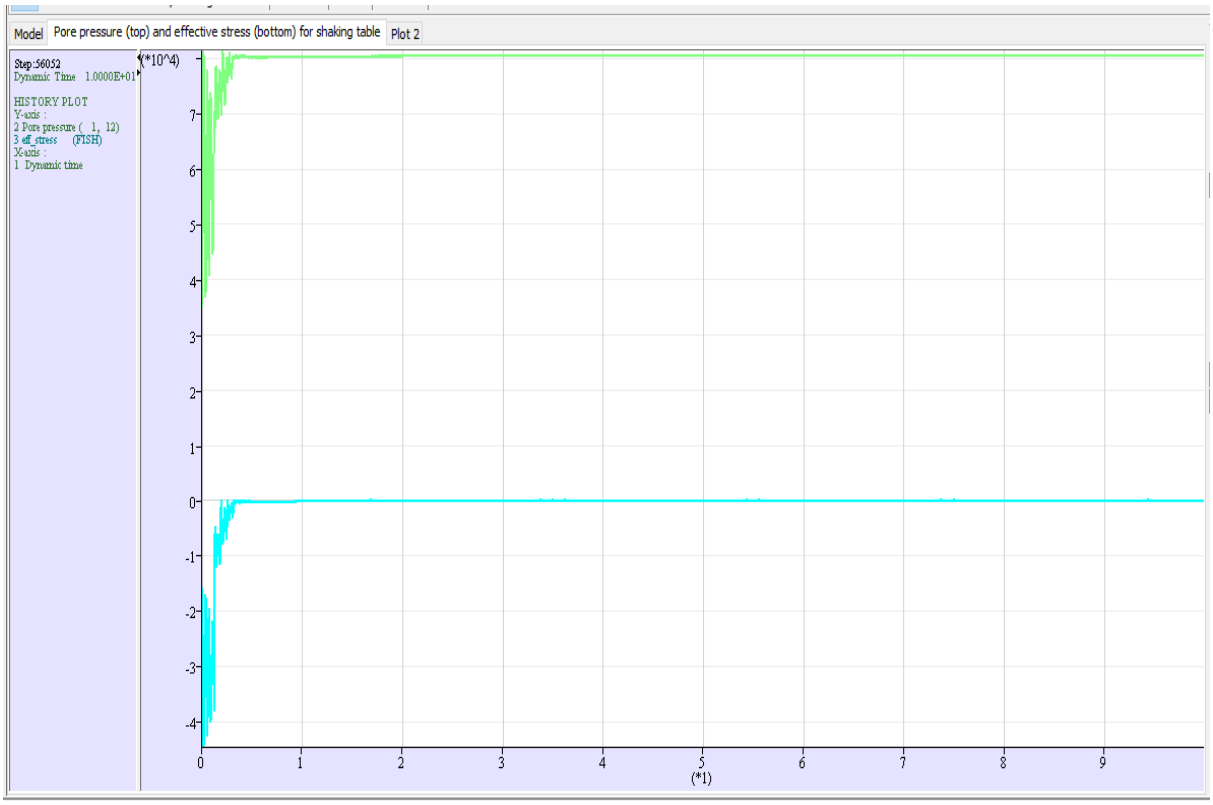


Figure IV.25 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.11



FigureIV.24 : Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 5 m de profondeur.

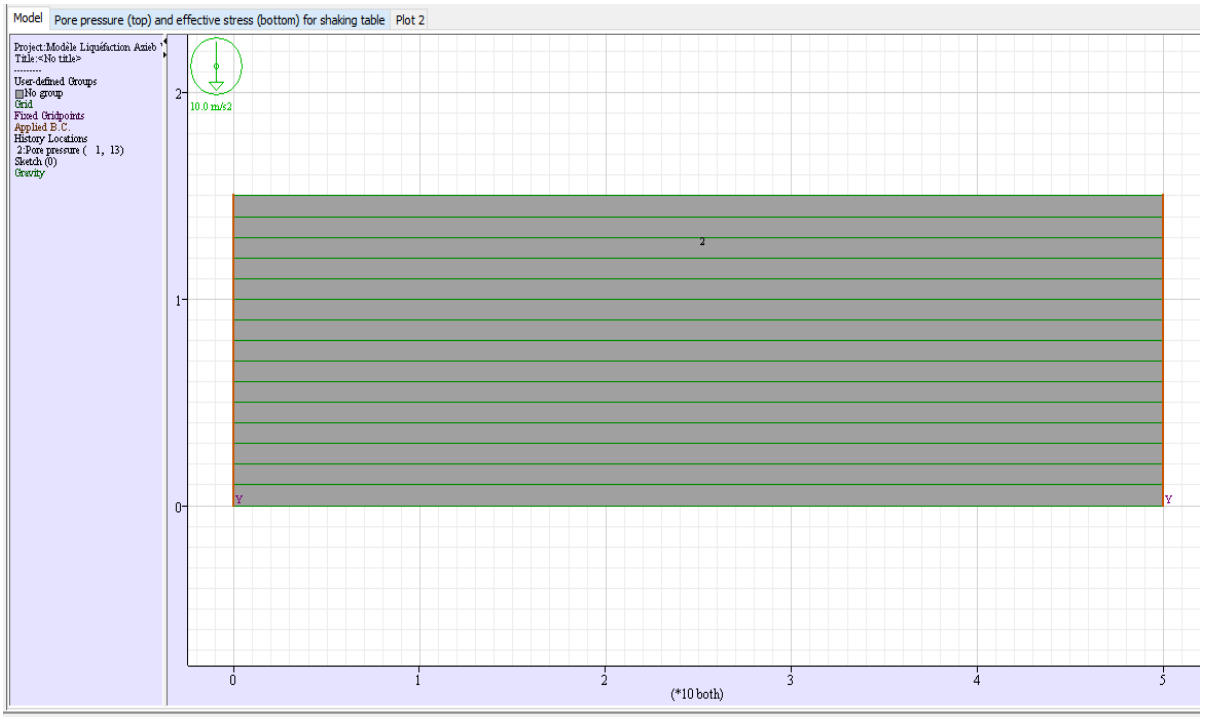
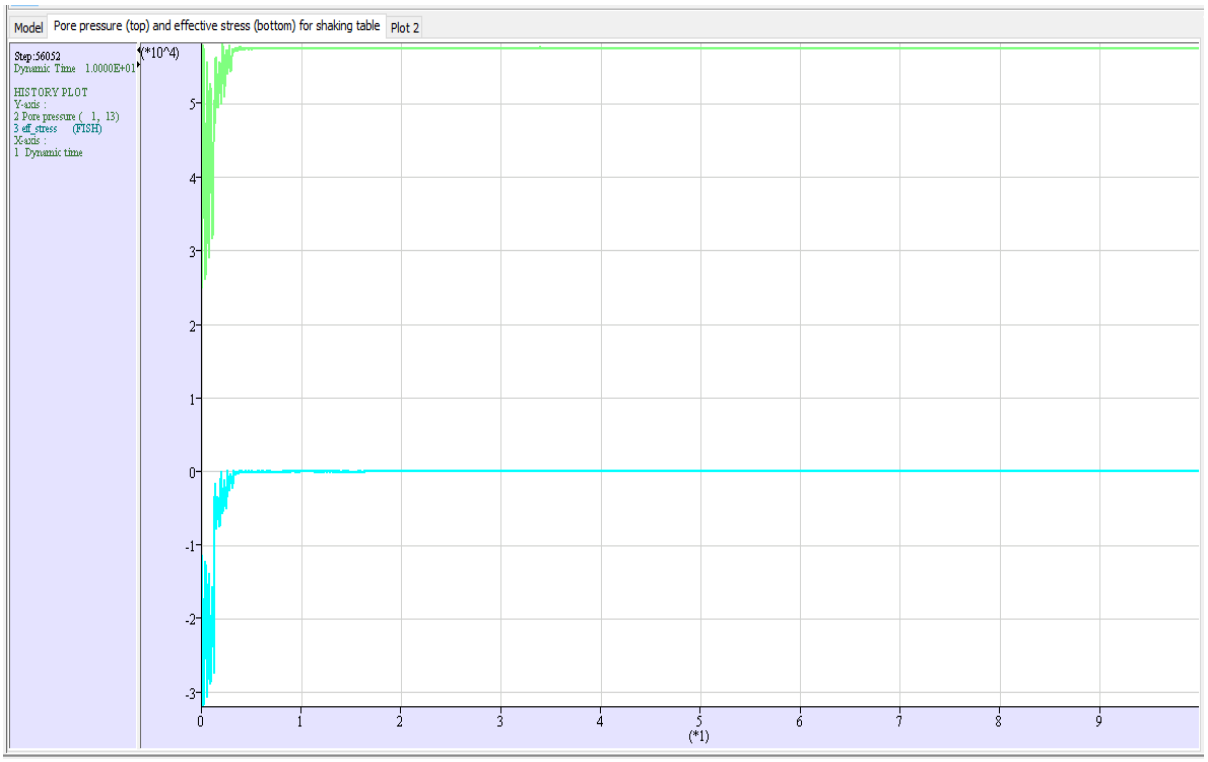


Figure IV.27 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.12



FigureIV.28 : Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 3 m de profondeur.

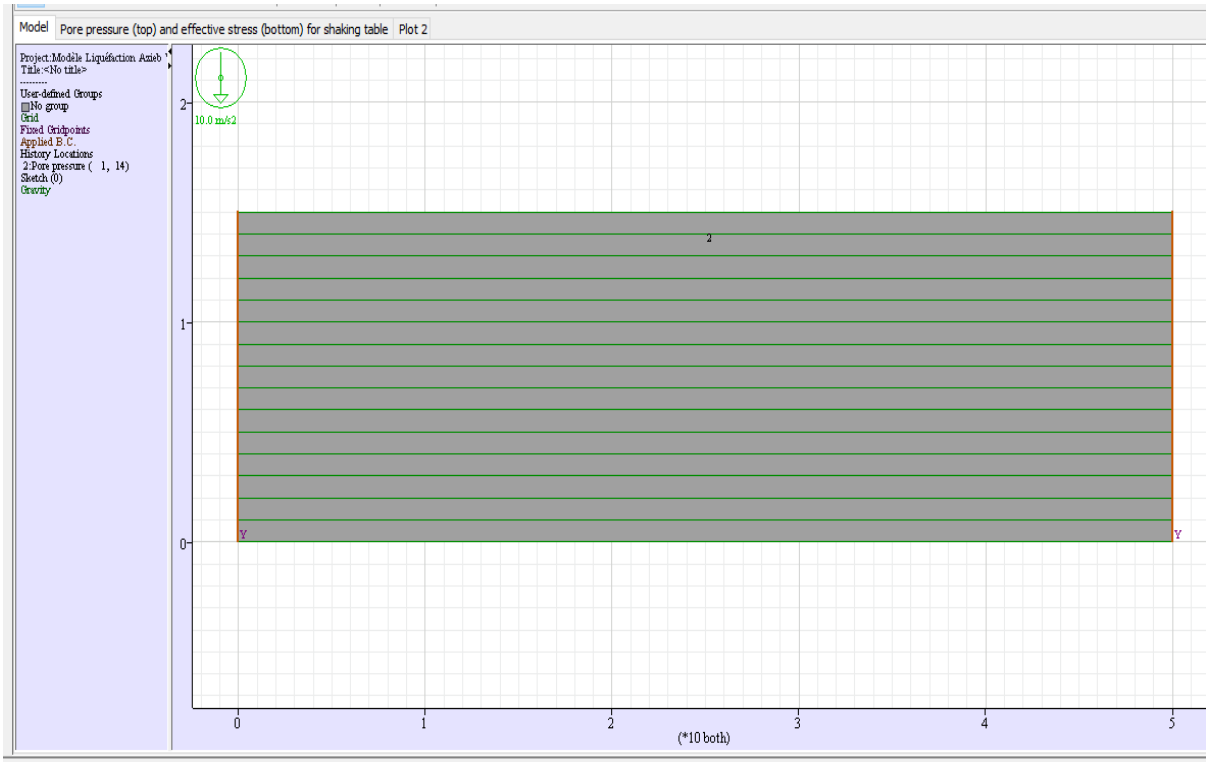
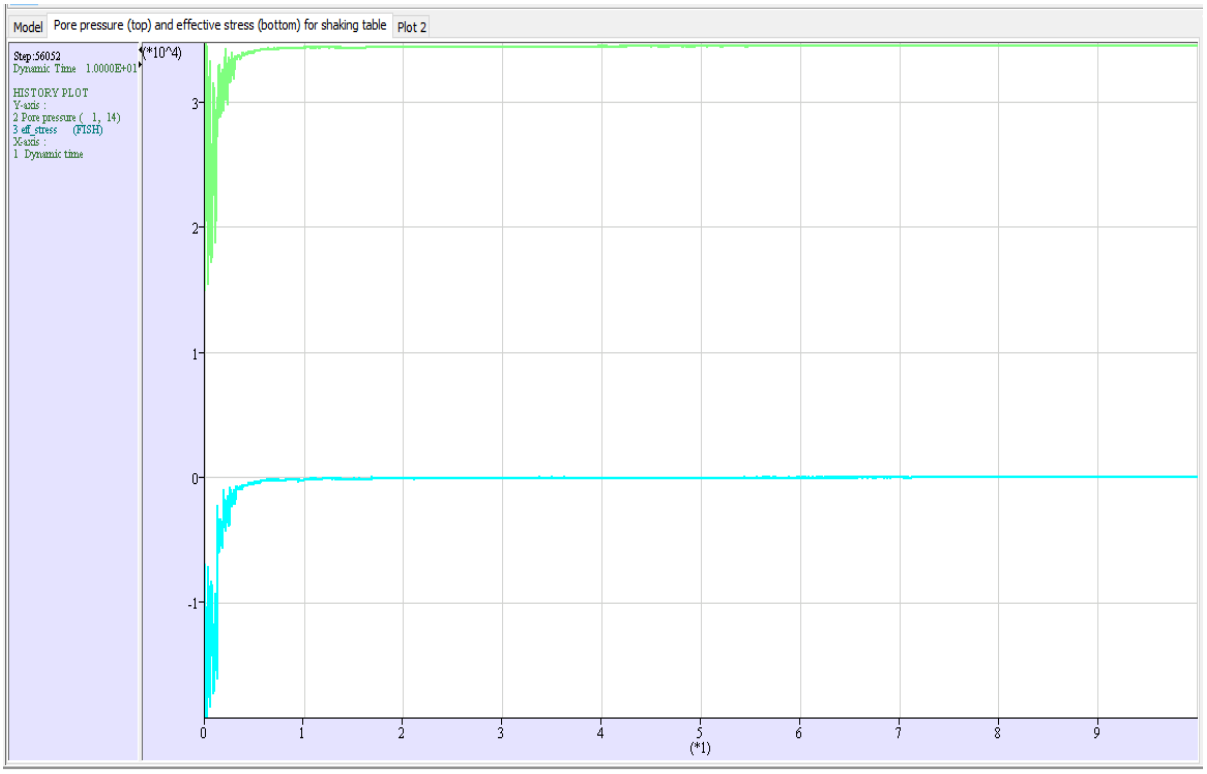


Figure IV.29 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.13



FigureIV.30 : Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 2 m de profondeur

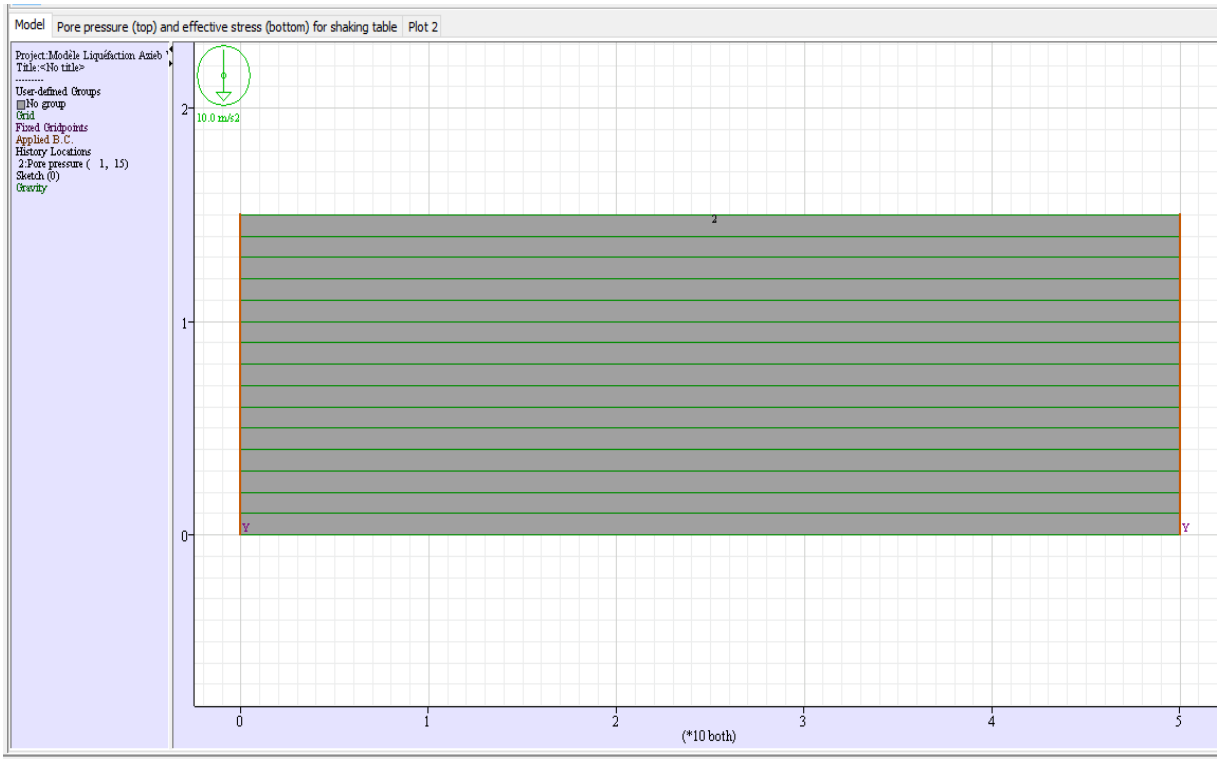


Figure IV.31 Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D}.14

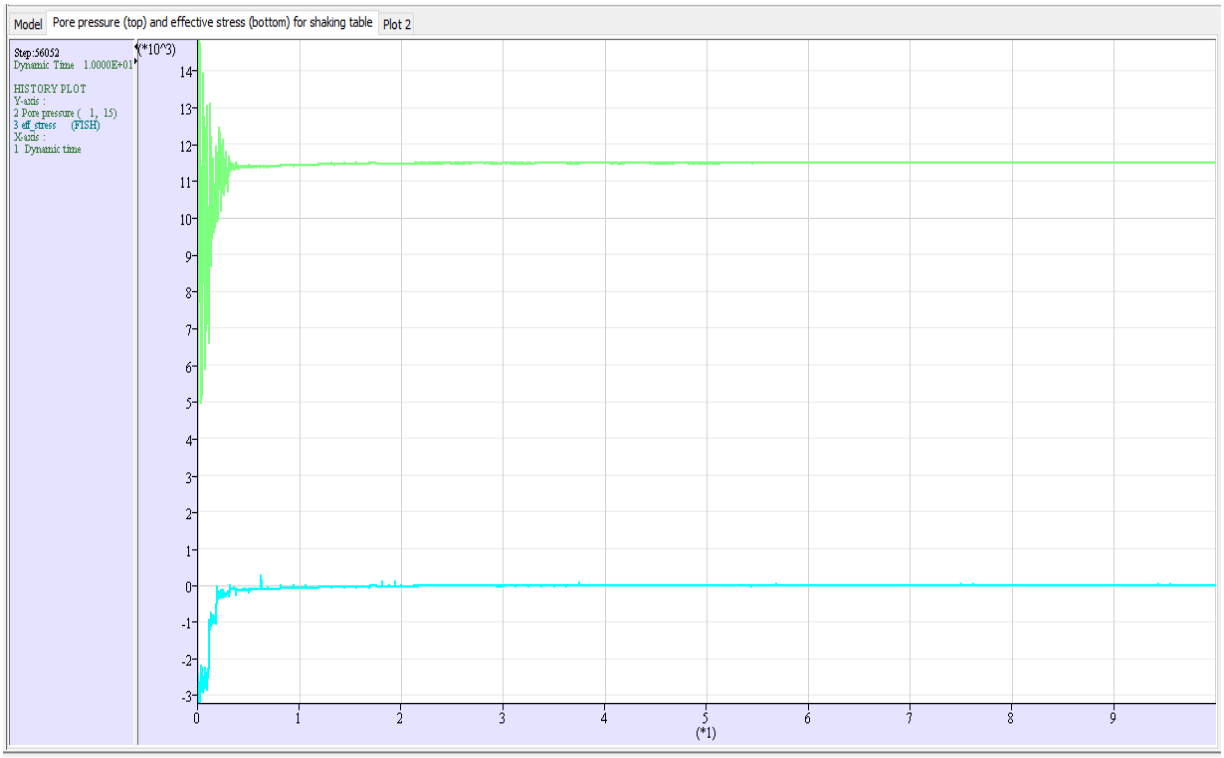


Figure IV.32: Résultats pression interstitielle et contrainte effective à 1 m de profondeur.

IV.7 :Lire les données

Au fur et mesure que la pression interstitielle augmente , la contrainte effective diminue cependant , cette augmentation est suffisante pour provoquer la liquéfaction du sol existant

On le trouve dans toutes les profondeurs du sol (15 m) .

IV.8 :Conclusion

Plusieurs codes de calcule et plusieurs modèles numérique sont utilisés pour simuler la qualité des sols a potentiel de liquéfaction . la méthode des différences finies pour l'analyse de la qualité du sol

utiliser dans FLAC le modèle finn est considéré comme un défaut dans FLAC ,qui permet de simuler la capacité du sol à se liquéfier . utilisez FLAK pour obtenir l'effet de la pression interstitielle

Les sols liquéfiables font une grande influence sur les stabilités des structures. L'expérience pendant des tremblements de terre passés indique que la liquéfaction s'est principalement produite aux profondeurs moins qu'environ de 15 m (la profondeur de la couche liquéfiable supérieure à 15m donc généralement les structures sont hors danger)(Byrne et al, 2004).

CONCLUSION GENERALE

Conclusion :

❖ Conclusion générale

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols.La modélisation numérique de ce phénomène nécessite des outils professionnels(tels que, FLAC...).

Cette recherche se compose de deux parties , l'objectif de la première partie est d'analyse la liquéfaction du sable sur la base de méthode empirique . nous avons analyse le potentiel de liquéfaction du sable en appliquant différente méthode pour vérifier quel niveau est fiable pour l'analyse des paramètres ,la deuxième partie de cette visite de travail se concentrera sur l'impact de certaine paramétrer , tels que l'intensité sismique , la porosité , la saturation , la perméabilité et la hauteur du profil sur la réponse dynamique d'une seule couche de sable .

Les conclusions des résultats obtenus dans ce travail de recherche sont

:D'après la recherche bibliographique:

-la liquéfaction des sols est un phénomène qui se produit sous des sollicitations sismiques, peut causer des dégâts importants sur les ouvrages (renversement, rupture des barrages, etc.)

-la nature du sol, l'état de la saturation et de la densité relative se sont des facteurs influencent le déclenchement de la liquéfaction.

-Plusieurs méthodes ont été développées pour l'estimation de la résistance à la liquéfaction, la plus utilisée est celle basée sur les résultats des essais in-situ proposée par Seed et Idriss (1971).

-les sols admis susceptibles à la liquéfaction peuvent être traiter en utilisant les différentes techniques disponible (compactage dynamique, vibr- flottation, colonnes ballastées etc.)

En simplifiant la procédure d'analyse du potentiel , nous pouvons tierce les conclusions suivante

-L'approche en contrainte totale présente quelques incertitudes, par exemple l'accélération maximale utilisé dans les calculs est estimée sans prise en compte les conditions réels du sol, ainsi les erreurs commises lors la réalisation des essais peuvent influencer l'estimation de la résistance.

-la fiabilité de telle méthode est conditionnée par la fiabilité des résultats des essais utilisés et par une bonne définition de la stratigraphie de sol étudié.

-D'après la comparaison effectuée entre les méthodes utilisées (SPT, CPT, VS), les résultats obtenus montrent une certaine cohérence.

D'autre part l'étude paramétrique nous a permis de tirer les conclusions suivantes:

Etude numérique du phénomène de liquéfaction des sols sableux à l'aide du logiciel FLAC^{2D}.

Conclusion :

- Trouve des Modèle numérique relatif au site d'Azieb – Mostaganem en utilisant le logiciel FLAC ^{2D} pour la zone de étude à profondeur de (15m).
- augmentation de la pression interstitielle dans le (15m).
- diminution de la contrainte effective dans (15m) .
- Cependant, cette augmentation est suffisante pour induire la liquéfaction des sols en place.

De cela , nous concluons que le périmètre de notre étude est en dehors danger de liquéfaction du sol et il est sur dans la plage de 15 mètres .

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- **IM. Idriss, HB. Seed**_ journal de la mécanique des sols et de la fondation …, 1968_ ascelibrary .ory
- **HB Seed, IM idriss** _journal de la mécanique des sols et de la fondation …,1967_ cedb. Asce. Org
- **R. Dobry, T Abdoun** _ publicazione spéciale géotechnique, 1998 _ nyu scholars. Nyû, éd
- **C Hsein** Juang, pc lu, cj chen – civil assistatu de computer é .., 2002 – biblioteca in linea wiley
- **MH Beaty** – journal di géotechnique é…, 2008 – ascelibrary. Org
- **Youd, T. L, and Hoose, S. N. (1977**)."sensibilité à la liquéfaction et cadre géologique ", Actes de la sixième conférence mondiale sur l'ingénierie sismique , volume 3, practice-hall , Inc. ., Englewood cliffes , nouveau jersey
- **Tsuchida, H. (1970).** prédiction et contre-mesure contre la liquéfaction dans les dépôts de sable, résumé du séminaire de l'institut de recherche sur les ports et les ports(en japonais) .
- **Seed, H.B. (1968)** "glissements de terrain pendant les tremblements de terrain", journal de la mécanique des sols et division des fondations , ASCE , vol . 94, n ° SM5
- **Ishihara, K. (1985**). " stabilité des dépôts naturels pendant les tremblements de terre" , actes de la onzième conférence internationale sur la mécanique des sols et les fondations ingénierie , san Francisco , 1985
- **CM Wittgen, CH Andrus**, SD Fitzgerald ..- archives de.. 1991- jam network. Com.
- **JC Gower, GJS Ross** – Journal de la royal society statistique , 1969 bibliothèque en line
- **Lee, K .L et Fitton, J.K (1969)** " facteurs affectant la force de charge cyclique du sol" effets des vibrations des tremblements de terre sur les sols et les fondations, ASTM STP 450, société américaine pour les essais et les matériaux
- **Sherif, M. A**. I shibashi, I. et Tsuchida. (1977), " effets de saturation sur la liquéfaction initiale du sol "

  Journal de la division du génie géotechnique, ASCE Vol. 103, n° GT8

- **M Dobry** française de socilogie, 1989- JSTOR

Analyse du potentiel de liquéfaction par les approches empirique et numérique, cas d'un site recevant un ouvrage d'importance vitale par (M.DJEMAL Abderrahmane) université M'hamed Bougara de Boumerdes (02/07 /2017)

- **Modalisation numérique** de la liquéfaction des sols sableux présenté par (yedjour khaled) Université Mohamed Khider – Biskra (17/12/2012)

- **Méthode de seed et al (1971**) : Vergnoux, A. M., Riera, M., Ribet, J. L., & Ribet, M. (1971). Étude par la méthode de lang, de l'évolution des défauts dans la

croissance en solution de cristaux ioniques et moléculaires. Journal of Crystal Growth, 10(2), 202-204.

- **Méthode de seed et al (1979**) : Roberts, D. L., & Herr, L. J. (1979). Superiority of a soil debris isolation method over a beet seed colonization method for assay of Rhizoctoniasolani at high soil inoculum densities. Canadian journal of microbiology, 25(1), 110-113.
- **Stark et Olsen,(1995)** : Wurster, J., Stark, H., Olsen, E. T., &Kogler, K. (1995). Remote object recognition by analysis of surface structure. JOSA A, 12(6), 1242-1253.
- **Seed et Idriss,(1997**) : Youd, T. L., & Noble, S. K. (1997, December). Magnitude scalingfactors. In Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistanceof Soils, Nat. Ctr. for Earth quake Engrg. RES., State Univ. of New York at Buffalo (pp. 149-165).
- **Idriss et boulanger (2004**) : Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays (p. 131). Davis, California: Center for Géotechnique Modeling.
- **Skempton, (1986)** : Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and over consolidation. Géotechnique, 36(3), 425-447.
- **Seed et al (1985)** : Bolton Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. Journal of geotechnical engineering, 111(12), 1425-1445.
- **Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984**) : Iwasaki, T., Arakawa, T., &Tokida, K. I. (1984). Simplified procedures for asses sing soil liquefaction during earthquakes. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3(1), 49-58.
- **Méthode d'Andrus et Al (2004)** : Andrus, R. D., Piratheepan, P., Ellis, B. S., Zhang, J., &Juang, C. H. (2004). Comparing liquefaction evaluation method susing penetration-VS relationships. Soil dynamics and earthquake engineering, 24(9-10), 713-721.
- Méthode de Rolando P. Orense (2005) : Orense, R. P. (2005). Assessment of liquefaction potential based on peak ground motion parameters. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25(3), 225-240.
- **Méthode d'Idriss et Boulanger (2006**) : Javelaud, E. Etat de l'art des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. Cas des ouvrages à risques normal et spécial en France Soil liquefaction studies in France: state-of-the-art.
- **Méthode de Robertson et Wride (1998)** : Robertson, P. K., &Wride, C. E. (1998). Evaluatin gcycliclique faction potential using the cone penetration test. Canadian geotechnical journal, 35(3), 442-459.
- **Méthode d'Olsen et al. (1997)** : Richards, L. J., Schnute, J. T., & Olsen, N. (1997). Visualizing catch–ageanalysis: a case study. Canadian Journal of Fisheries and Aquatic Sciences, 54(7), 1646-1658.
- **Méthode d'Idriss et Boulanger (2006**) : Javelaud, E. Etat de l'art des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. Cas des ouvrages à risques normal et spécial en France Soil liquéfaction studies in France: state-of-the-art.
- **L'ensemble d'Andrus et Stoke (1997)** : Boutgayout, B. (2020). Contrôle de gestion 3.0: Nouveaux outils et prise de décision à l'ère de la transformation digitale. Revue Internationale d'Economie Numérique, 2(1), 62-78.

- **Seed et Idriss, 1971** : Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. Journal of the Soil Méchais and Fondations division, 97(9), 1249-1273.
- **Lioa et Witham (1986)** : Longman, X. X. (1988). SOLCITORS. SOLICITORS JOURNAL, 132(27).
- **Blak(1996**) : Blak, K. (Ed.). (1996). Traditional music in the FaroeIslands. Nám
- **Robertson et Wride (1998**) : Robertson, P. K., &Wride, C. E. (1998). Evaluating cycliclique faction potential using the cone penetration test. Canadian géotechnique journal, 35(3), 442-459.
- **Approche de RAUCH** : Rauch, C. P. (2004). Approche inductive d'un problème de régulation concret (Apprendre par l'action). J3eA, 3, 001.
- **(Lunne et al, 1997**) : Lunne, T., Berre, T., &Strandvik, S. (1997). Sampled is turbance effects in soft low plastic Norwegian clay. In Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics CAPES- Fundacao Coordenacao do Aperfeicoamento de Personal de Nivel Superior ;CNPq-Conselho Nacional de Desen volvimento Cientifico a Tecnologico; FAPERJ-Fundacao de Ampora a Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro; FINEP-Financiadora de Escudos e Projectors.
- **Olsen(1997**) : Winnower, S. J., Fletcher, R. H., Miller, L., God lee, F., Stolar, M. H., Muldrow, C. D., ... & Mayer, R. J. (1997). Colorectal cancer screening: clinical guidelines and rationale. Gastroentérologie, 112(2), 594-642.
- **Youd et al (2001**) : Javelaud, E., Moirait, D., Erratique, J. F., Dufour, N., Golliard, D., Fry, J. J., ... & Reynaud, S. (2019, Septembre). Banc de qualification pour une application de la méthode simplifiée d'analyse du risque de liquéfaction des sols à partir des essais in situ SPT et CPT. In 10ème Colloque National AFPS 2019.
- **d'Idriss (1999)** : Idriss, S. D., Gudi, T., Casteel, D. E., Kharitonov, V. G., Pilz, R. B., & Boss, G. R. (1999). Nitricoxideregulation of gene transcription via soluble guanylatecyclase and type I cGMP-dependentprotein kinase. Journal of Biologisa Chemistry, 274(14), 9489-9493.

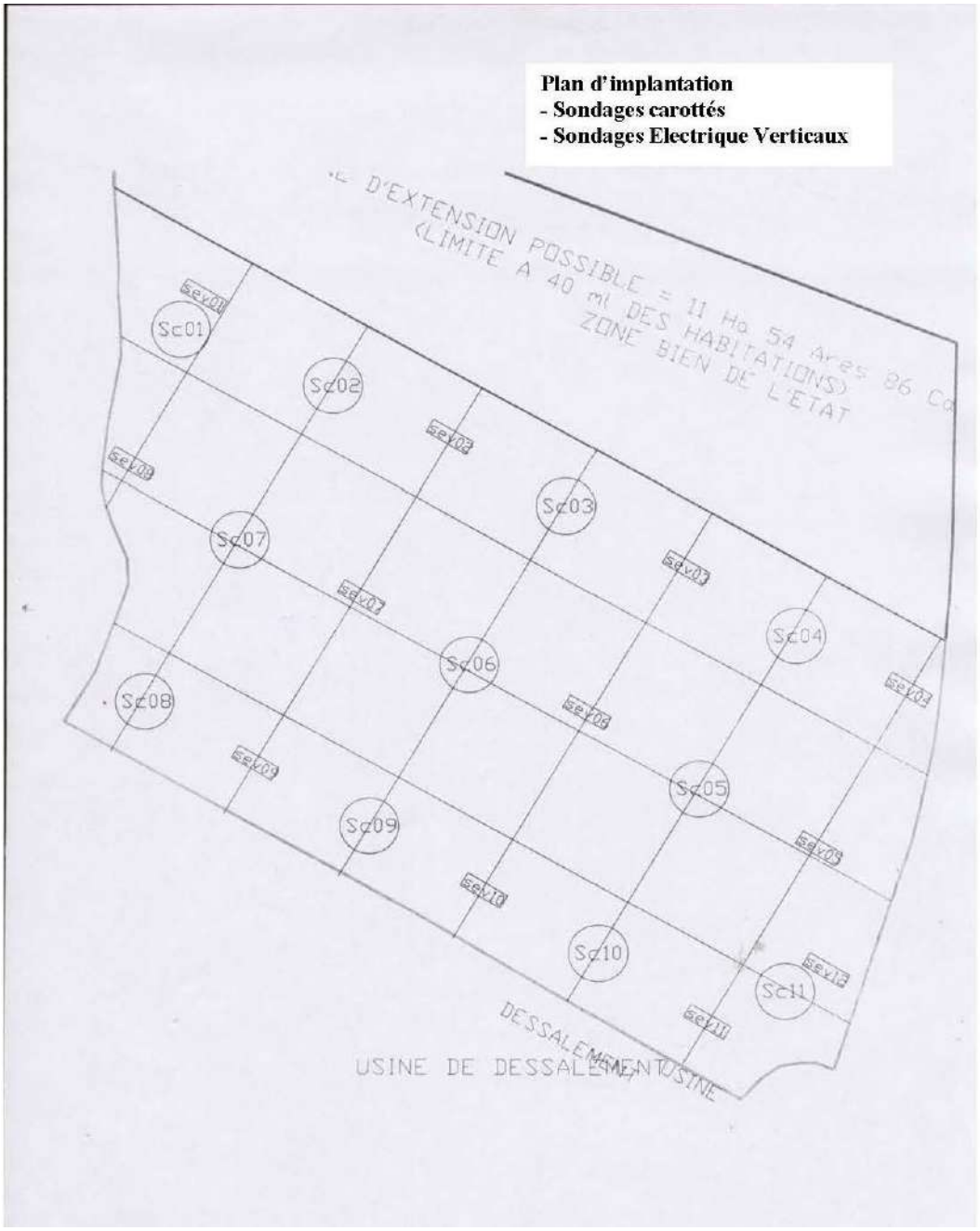
ANNEXES

Plan d'implantation

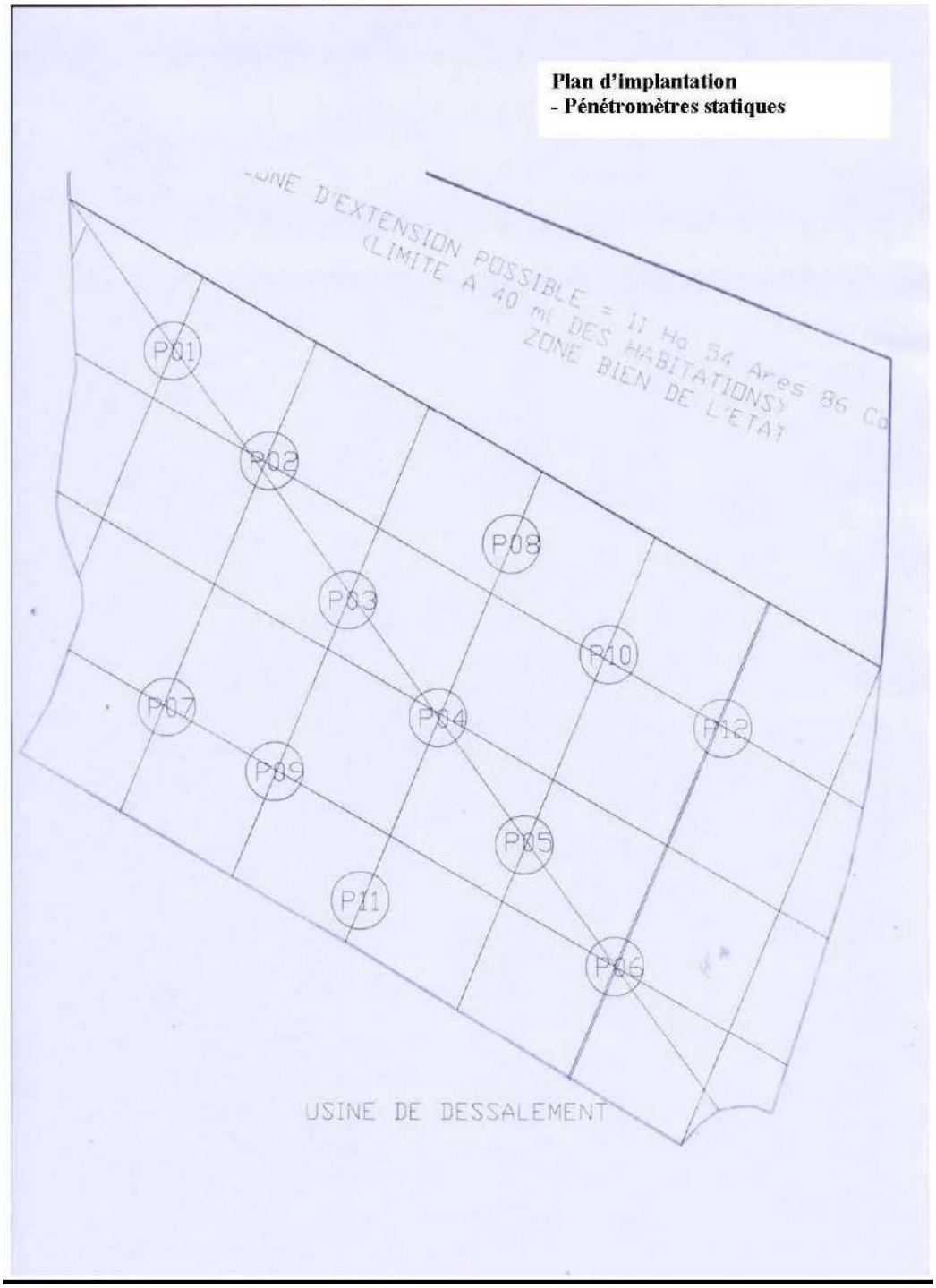
- Sondages carottés

- Sondages Electrique Verticaux

Site 01



Plan d'implantation
- Pénétromètres statiques



- Plan d’implantation

- Sondages carottés

- Sondages Electrique Verticaux

Site 02

