

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL



Département de Génie Civil et Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

***En vue de l'obtention du Diplôme de
MASTER ACADEMIQUE***

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

***Evaluation du potentiel de liquéfaction par des méthodes
approchées***

Présenté par :
Bouhout Meriem
Chibout Imene

Encadré par :
Mr. Goudjil.Kamel

∞ Promotion 2017 ∞

Remerciements

*Le premier qui nous vient à l'esprit et que nous tenons à remercier « ALLAH »
qui nous a donné la santé, la volonté, la patience et l'aide pour réaliser ce
mémoire*

*L'encadreur « Mr. Goudjil Kamel » a supervisé ce travail dans lequel, ses
multiples compétences ont été généralement mis à notre service, son savoir et son
savoir-faire, en plus de sa grande patience et disponibilité. En témoignage de nos
profonds sentiments de respect, d'estime et de reconnaissance, nous tenons à lui
présenter nos plus vifs remerciements.*

*À tous les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce
travail*

*Nos respectueux et sincères remerciements s'adressent également à tous ce qui a
contribuées à notre formation et à tous ceux qui nous ont aidées de près ou de
loin à réaliser ce travail.*

.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mon très cher père « AHMED » qui a fait beaucoup de sacrifices pour moi et qui resteras toujours le symbole de ma réussite

A ma très chère mère « MESSAOUDA » en témoignage de profonde affection ma reconnaissance et mon amour

A mes chers frères « MOHAMED, BILAL, HAMZA et leurs familles »

A ma cher sœur « FATIMA ZOHRRA et leur famille »

A mon fiancé « MOHCINE »

A « MERIEM » pour les moments de joie et d'ambiance qu'ont partagé ensemble durant la période de nos études.

*A tous mes amis et les personnes qui m'aiment et que j'aime surtout :
« LYNDA, RACHIDA , WISSAME, ASSAI , WAHIBA, YOUSSEF et
HADJER »*

A toute ma famille, je partage ma réussite et mon ravissement.

IMENE

Dédicace

Je dédie ce mémoire à,

*Mon cher père « MESSAOUD », ‘ l’épaulé solide, l’œil attentif
compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon
respect. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu te
préserve et te procure santé et longue vie’*

*Ma chère mère « FEDDIA » ‘ tu m’as donné la vie, la tendresse et le
courage pour réussir. Tout ce que je peux t’offrir ne pourra exprimer l’amour
et la reconnaissance que je te porte. En témoignage, je t’offre ce travail
pour te remercier pour tes sacrifices et pour l’affection dont tu m’as
toujours entourée’*

*Mes frères « MAHMOUD et ZAKARIA », ‘ vous m’avez toujours
soutenu durant toutes mes études, je vous souhaite une vie pleine de joie
de bonheur et de réussite’*

La mémoire de mon oncle « ABDELHAK »

*« Imene », ‘ pour les moments de joie et d’ambiance qu’ont partagé
ensemble durant la période de nos études’.*

Mes amies intimes, « YAMINA, HANANE et NASSIMA »

MERJEM

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le phénomène de liquéfaction	
I-1 Introduction	2
I-2-Explication physique du phénomène de la liquéfaction.....	2
I-3- Comportement des sols sableux saturés	3
I-3-1 Sols pulvérulent lâches	5
I-3-2 Sol pulvérulent dense.....	6
I-4 Les dégâts causés par le phénomène de la liquéfaction.....	7
I-4-1 Barrage de Fort Peck	7
I-4-2 Niigata, Japon (1964)	8
I-4-3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine.....	9
I-4-4 Wildlife Refuge, Californie (1987)	10
I-4-5 Moss Landing, Californie (1989)	11
I-4-6 Port d’Island à Kobe, Japon (1995).....	12
I-4-7 Chi-chi, Taiwan (1999).....	13
I-4-8 Adapazari, Turquie (1999)	15
I-4-9 Boumerdes, Algérie (2003)	16
I-4-10 Christchurch, New Zealand (2011)	17
I-5 Les facteurs influençant la liquéfaction.....	18
I-5-1 L’intensité et la durée de tremblement de terre	18
I-5-2 La nappe phréatique.....	19
I-5-3 Type de sol.....	19
I-5-4 La densité relative de sol D_r	19
I-5-5 La taille des particules	20
I-5-6 Les conditions de drainage	20

I-5-7 Pressions de confinement	20
I-5-8 La Forme des particules.....	20
I-5-9 L'âge géologique et la cimentation.....	21
I-5-10 historiques d'environnement	21
I-6-Traitement des sols liquéfiables	21
I-6-1 Inclusion	21
I-6-2 Vibroflottation	22
I-6-3 Colonnes ballastées.....	23
I-6-4 Soil Mixing et Trench-mix	24
I-6-5 Injection Solide.....	24
I-6-6 Compactage dynamique	25
I-6-7 Drains verticaux.....	26
I-7 Conclusion	26

Chapitre II : les essais in situ

II-1 Introduction.....	27
II-2 Présentation des essais in-situ.....	27
II-2-1 Essai de pénétration statique (Cône pénétration test - CPT).....	27
II-2-1-1 Pratique de l'essai.....	27
II-2-1-2 Fonçage dans le terrain.....	27
II-2-1-3 Mesure de la résistance de pointe.....	27
II-2-1-4 Résultats.....	27
II-2-2 l'essai SPT (Standard Pénétration Test).....	28
II-2-2-1 Appareillage.....	29
II-2-2-2 Résultats.....	29
II-2-3 L'essai dilatomètre Marchetti (DMT).....	30
II-2-3-1 Réalisation in-situ d'essai dilatométrique.....	30

II-2-4 Essai par les méthodes géophysique.....	31
II-3 Conclusion.....	31

Chapitre III : Evaluation du potentiel de liquéfaction par les méthodes approchées

III-1-Introduction	32
III-2-Méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction par les méthodes approchées	32
III-2-1- Approche par contraintes cycliques CSR :	32
III-2-1-1- Facteur d'échelle d'amplitude	34
III-2-2- Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, CRR	35
III-2-2-1-Évaluation de la liquéfaction par les méthodes de l'essai SPT	36
III-2-2-1-1- La normalisation des contraintes	38
III-2-2-1-1-1- Méthode de Blake	39
III-2-2-1-1-2- Méthode d'Andrus et al (2004) :	45
III-2-2-1-1-3- Méthode d'Idris et Boulanger (2006)	46
III-2-2-2- Évaluation de la liquéfaction par les méthodes de l'essai CPT	46
III-2-2-2-1- Méthode d'Andrus et al (2004)	47
III-2-2-2-2- Méthode Idriss et Boulanger (2006)	48
III-2-2-2-3- Méthode de Robertson et Wride (1998)	48
III-2-2-2-4- Méthode Chinoise.....	52
III-2-2-2-5- Méthode d'Olsen et al (1997)	53
III-2-2-3-Évaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement.....	53
III-2-2-3-1 Méthode d'Andrus et Stokoe (1997).....	54
III-2-2-3-2- Méthode d'Andrus et Al (2004)	54
III-2-2-4- Évaluation du CRR par l'essai de dilatomètre de Marchette (DMT)	55
III-2-2-4-1- Méthode de Monaco et Al (2005).....	56
III-2-2-4-2- Méthode de Grasso et Maugeri (2006)	56
III-2-2-4-3- Méthode de Pai-HsiangTsai et al (2009)	56

III-2-3- Évaluation du facteur de sécurité (FS)	58
III-3 Conclusion	59
Chapitre IV : calculs et discussions des résultats	
IV-1 Introduction :	60
IV-2 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai SPT	60
IV-2-1 Méthode de Blake(1999)	60
IV-2-1-1 Sondage (BH01) port de Djendjen	60
IV-2-1-2 Sondage (BH03) port de Djendjen-Jijel :	64
IV-2-1-3 Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel :	66
IV-2-2 Méthode d'Andrus et al (2004).....	68
IV-2-2-1 Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel :	68
IV-2-2-2 Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel	69
IV-2-2-3 Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel	73
IV-2-3 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006):.....	72
IV-2-3-1 Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel.....	72
IV-2-3-2 Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel	74
IV-2-3-3 Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel	75
IV-3 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai CPT	77
IV-3-1-Méthode de Robertson et Wride(1998).....	77
IV-3-1-1 Sondage PS_07 route côtière Skikda :	77
IV-3-1-2 Sondage PS_09 route côtière Skikda :	80
IV-3-1-3 Sondage PS_10 route côtière Skikda :	82
IV-3-2 méthode d'Andrus et Al (2004) :.....	85
IV-3-2-3 Sondage PS_10 route côtière Skikda :	87

IV-4 La comparaison entre les méthodes des calculs.....	89
IV-4-1 la méthode de SPT port de Djendjen_Jijel.....	91
IV-4-2 1 méthode de CPT de route côtière Skikda:	91
IV-4-2-1 Sondage PS_07 route côtière Skikda	91
IV-4-2-2 Sondage PS_09 route côtière Skikda.....	91
IV-4-2-3 Sondage PS_10 route côtière Skikda :.....	92
IV-5 conclusion.....	93
Conclusion générale	94

Liste des figures

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le phénomène de liquéfaction

Figure I-1 phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique.	3
Figure I-2 Comportement drainée du sol à l'état lâche et dense	4
Figure I-3 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état lâche.....	5
Figure I-4 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état dense	6
Figure I-5 vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck	7
Figure I-6 Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction.	8
Figure I-7 Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol.	8
Figure I-8 rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibro-seisme.	10
Figure I-9 Ebullition de sable au site de Wildlife	10
Figure I-10 Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing.	11
Figure I-11 Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing	11
Figure I-12 Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner.....	12
Figure I-13 Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche	12
Figure I-14 Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral.....	12
Figure I-15 Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan.....	13
Figure I-16 Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua.....	13
Figure I-17 Fissures considérables dans le sol à Nantou.....	14

Figure I-18 Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan.....	14
Figure I-19 Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999	15
Figure I-20 Renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999.....	16
Figure I-21 Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable).....	17
Figure I-22 Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011).	17
Figure I-23 Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)	18
Figure I-24 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).	18
Figure I-25 Inclusion rigide	22
Figure I-26 La vibro-flottation (vibro-compaction).....	22
Figure I-27 les colonnes ballastées	23
Figure I-28 Soil Mixing et Trench-mix.....	24
Figure I-29 injection solide	24
Figure I-30 compactage dynamique.....	25
Figure I-31 drains verticaux	26
Chapitre II : les essais in situ	
Figure-II-1 schéma de CPT.....	27
Figure-II-2 Pénétromètre statique (CPT).....	27
Figure -II-3 schéma de principe de SPT.....	29
Figure-II-4 dilatomètre Marchette (DMT).....	30

Chapitre III : Evaluation du potentiel de liquéfaction par les méthodes approchées

Figure III-1 Courbe de r_d en fonction de la profondeur développée par Seed et Idriss avec les	34
Figure III-2 Variation du MSF (facteur d'échelle) avec l'amplitude du moment	35
Figure III-3 (a) et (b) quelques bases de données pour la détermination de k_σ pour la pratique des ingénieurs.	Erreur ! Signet non défini.

Figure III-4 Courbe donnant le coefficient K_α en fonction du rapport initial des contraintes	44
Figure III-5 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$	45
Figure III-6 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w=7.5$	46
Figure III-7 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $q_{c1N,cs}$ pour $M_w=7.5$	47
Figure III-8 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$	48
Figure III-10 Organigramme illustrant l'application de la méthode intégrale de CPT pour l'évaluation du CRR dans les sols sableux	51
Figure III-11 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur V_S pour $M_w=7.5$	55
Figure III-12 CSR en fonction de K_D	57
Figure III-13 CSR en fonction d' E_D	57
Figure III-14 Méthodologie d'évaluation du potentiel de liquéfaction	
Erreur ! Signet non défini.	

Chapitre IV : calculs et discussions des résultats

Figure IV-1 Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur	61
Figure IV-2 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	62
Figure IV-3 Variation des deux rapports CRR et CSR en fonction de la profondeur(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	63
Figure IV-4 Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	64
Figure IV-5 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	65
Figure IV-6 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	65
Figure IV-7 Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur(Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)	66
Figure IV-8 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)	67
Figure IV-9 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur(Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)	67
Figure IV-10 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	68

Figure IV-11 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	69
Figure IV-12 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	70
Figure IV-13 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	70
Figure IV-14 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)	71
Figure IV-15 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur.....	72
Figure IV-16 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	73
Figure IV-17 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	73
Figure IV-18 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	74
Figure IV-19 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	75
Figure IV-20 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	76
Figure IV-21 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur.....	76
Figure IV-22 Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur (sondage PS_07 route côtière Skikda).....	77
Figure IV-23 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage PS_07 route côtière Skikda)	79
Figure IV-24 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage PS_07 route côtière Skikda).....	79
Figure IV-25 Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur (sondage PS_07 route côtière Skikda).....	80
Figure IV-26 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage PS_09 route côtière Skikda)	81
Figure IV-27 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur(Sondage PS_09 route côtière Skikda).....	82
Figure IV-28 Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur (sondage PS_10 route côtière Skikda).....	82

Figure IV- 29 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage PS_10 route côtière Skikda)	84
Figure IV-30 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur.....	84
Figure IV- 31 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage PS_07 route côtière Skikda)	86
Figure IV-32 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur(Sondage PS_07 route côtière Skikda).....	86
Figure IV- 33 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage PS_09 route côtière Skikda)	88
Figure IV-34 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur(Sondage PS_09 route côtière Skikda).....	88
Figure IV- 35 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur(Sondage PS_10 route côtière Skikda)	90
Figure IV-36 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur(Sondage PS_10 route côtière Skikda).....	90

Liste des tableaux

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le phénomène de liquéfaction

Chapitre II : les essais in situ

Chapitre III : Evaluation du potentiel de liquéfaction par les méthodes approchées

Tableau III-1 Les différents essais in situ en comparaison avec leurs avantages d'utilisation..	37
Tableau III-2 Relations proposées pour la normalisation par rapport à la contrainte des sols sus jacent pour les valeurs de N dans un essai SPT.	39
Tableau III-3 Paramètres CPT normalisés par rapport à la contrainte.	40
Tableau III-4 Facteurs de correction pour l'essai SPT.	42
Tableau III-5 Différentes valeurs de K_m selon plusieurs auteurs.	43
Tableau III-6 Indice I_c et type de comportement de sol.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau III-7 Valeurs critiques de la résistance de pointe q_0 selon la méthode chinoise.	52
Tableau III-8 Détermination de C_p selon le type de sol et son indice de plasticité.	53

Chapitre IV : calculs et discussions des résultats

Tableau IV-1 Calcul de facteur de sécurité méthode Blake(sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	62
Tableau IV-2 Calcul de facteur de sécurité méthode Blake (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	64
Tableau IV-3 Calcul de facteur de sécurité méthode Blake (Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)	66
Tableau IV-4 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	68
Tableau IV-5 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)	69
Tableau IV-6 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)	71
Tableau IV-7 Calcul de facteur de sécurité par la méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)	72

Tableau IV-8 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel).....	74
Tableau IV-9 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (sondage BH05).....	75
Tableau IV-10 calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride.....	78
Tableau IV-11 calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride(1997)	80
Tableau IV-12 calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride(1997)	83
Tableau IV-13 calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al (2004)	86
Tableau IV-14 calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al (2004)	87
Tableau IV-15 calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al (2004)	89
Tableau IV-16 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT	91
Tableau IV-17 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT.....	91
Tableau IV-18 Comparaison de la variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT.....	92

Liste des notations

LL	Limite de liquidité (%)
Dr	La densité relative (%)
q(t)	Déviateur de contrainte (KPa)
CSR	«Cyclic Stress Ratio » rapport de la contrainte cyclique
CRR	« Cyclic Resistance Ratio » rapport de résistance cyclique
CRR 7.5	Rapport de résistance cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur L'échelle de Richter
CSR7.5	Rapport de contrainte cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur L'échelle de Richter
SPT	« Standard Pénétration Test » essai de pénétration standard
CPT	« Cône Pénétration Test » essai de pénétration de cône
a_{max}	L'accélération maximale induite par le tremblement de terre
σ_{v0}	La contrainte verticale totale (KPa)
σ'_{v0}	La contrainte verticale effective (KPa)
τ_{cyc}	La contrainte cyclique due à la sollicitation sismique
r_d	facteur de réduction de profondeur
MSF	(Magnitude Scaling Factor) Un coefficient de correction de CSR
Pa	La pression atmosphérique (bar)
f	Coefficient dépend de la densité relative (Dr)
$(N_1)_{60}$	la valeur corrigée de SPT
N	Le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT
C_N	La correction de la contrainte de sols sus-jacents
C_E	La correction du taux d'énergie de la masse
C_B	La correction du diamètre du forage
C_R	La correction de la longueur du train de tiges
C_R	La correction du carottier avec ou sans revêtement
Mw	Magnitude du séisme

FC	Le contenu des particules fines (%)
$(N_1)_{60cs}$	Le nombre de coups corrigé du SPT
Fs	Le facteur de sécurité
q_{c1}	Résistance de pointe du CPT
q_c	Résistance quasi statique de pointe du CPT (MPa)
D_{50}	Le diamètre moyen de particules (mm)
R_f	Un rapport en pourcentage de frottement
$(q_{c1N})_{cs}$	La résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre
K_c	Facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules des sols
V_s	la célérité de l'onde de cisaillement (m/s)
V_{s1}	Correction de la valeur de célérité d'onde de cisaillement
K_0	Coefficient de poussée des terres au repos

Résumé

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance et de rigidité des sols granulaires lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielles causant momentanément la dislocation des particules du sol. Les conséquences de la liquéfaction par de fort séisme sont très sévères : perte totale de la portance du sol, tassement important, éboulement, mouvement latéral,...etc. Le but de ce travail est de calculer le facteur de sécurité de la liquéfaction dans deux sites se trouvant l'un à Jijel et le deuxième à Skikda.

Vu le manque des données pour l'essai CPT, nous nous sommes contenté par les méthodes approchées SPT pour le site de Jijel. Par contre, pour le deuxième site, nous avons utilisé les méthodes approchées basées sur les données de CPT. Les méthodes utilisées dans ce travail ont donnés un facteur de sécurité inférieur à 1.25 dans les mêmes profondeurs, Ce qui prouve l'efficacité de ces dernières dans l'évaluation du risque de la liquéfaction.

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

Abstract

Liquefaction is one of the most important and complex phenomena of soil dynamics. It is a loss of strength and stiffness of loose granular soils under an earthquake shake accompanied with a rapid increase of the interstitial pressure causing shortly the dislocation of the soil particles. The consequences of liquefaction by strong earthquakes are very severe: total loss of the lift of the soil, heavy settlement, landslide, lateral movement, etc. The aim of this work is to calculate the safety factor for liquefaction in two sites located the first one in Jijel and the second in Skikda.

Given the lack of data for the CPT test, we were content with the approximate SPT methods for the Jijel site. On the other hand, for the second site, we used the approximate methods based on the CPT data. The methods used in this work have given a safety factor of less than 1.25 in the same depths. This proves the effectiveness of the latter in assessing the risk of liquefaction.

Keywords: Liquefaction, soil dynamics, SPT, CPT

Introduction Générale

Introduction générale

Certains sols constitués de grains fins (sables, silts) dont le pourcentage des particules fines s'inscrit dans l'intervalle de 5% à 15% sont susceptibles, lorsqu'ils immergent dans une nappe phréatique et se trouvent dans un état initial insuffisamment serré, donnent lieu au phénomène de liquéfaction. On indique ainsi un processus dans lequel, sous l'effet de plusieurs cycles de déformations de cisaillements alternées de grandes amplitudes, la pression de l'eau incluse dans les interstices des grains s'élève de cycle en cycle jusqu'à ce quelle équilibre la pression de confinement. Le milieu, perdant alors toute ou une partie de sa résistance au cisaillement, se comporte à la manière d'un fluide et devient incapable de supporter les charges verticales apportées par l'ouvrage.

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

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

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

Dans le premier chapitre on présentera le phénomène de la liquéfaction où on verra un aperçu et des descriptions du phénomène ; dans le chapitre deuxième on présentera les essais *in situ* les plus utilisés au calcul de la liquéfaction en détaillant l'essai SPT et CPT.

Le troisième chapitre sera consacré aux procédures à suivre pour l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols, qui englobent plusieurs méthodes de calcul approché développés par les auteurs en ces dernières années et dans le dernier chapitre nous avons exposé tous les résultats trouvées par les méthodes approchées à partir des essais *in situ* SPT et CPT.

Et à la fin une conclusion générale a été faite concernant les méthodes et les résultats obtenus du site choisi.

Chapitre I

Synthèse bibliographique sur le phénomène de liquéfaction

I-1 Introduction

La littérature géotechnique décrit de très nombreux exemples de sinistre associés à des ruptures de sol particuliers et souvent spectaculaires, dans lesquelles celui-ci semble perdre soudainement une grande partie de sa résistance au cisaillement et s'écoule de manière semblable à un fluide visqueux, d'où le terme de liquéfaction.

La liquéfaction est un phénomène qui se produit dans les sols saturés, à savoir les sols où l'espace entre les différentes particules est complètement rempli d'eau. L'eau exerce une pression sur les particules du sol, ce qui influence la compacité des particules elles-mêmes. D'une manière générale, la pression de l'eau dans le sol est relativement basse. Toutefois, en cas de tremblement de terre, la secousse peut augmenter la pression de l'eau jusqu'à un point où les particules du sol commencent à bouger et à créer une situation instable. Une telle augmentation de pression d'eau peut également être provoquée par des activités de construction comme le dynamitage.

I-2-Explication physique du phénomène de la liquéfaction

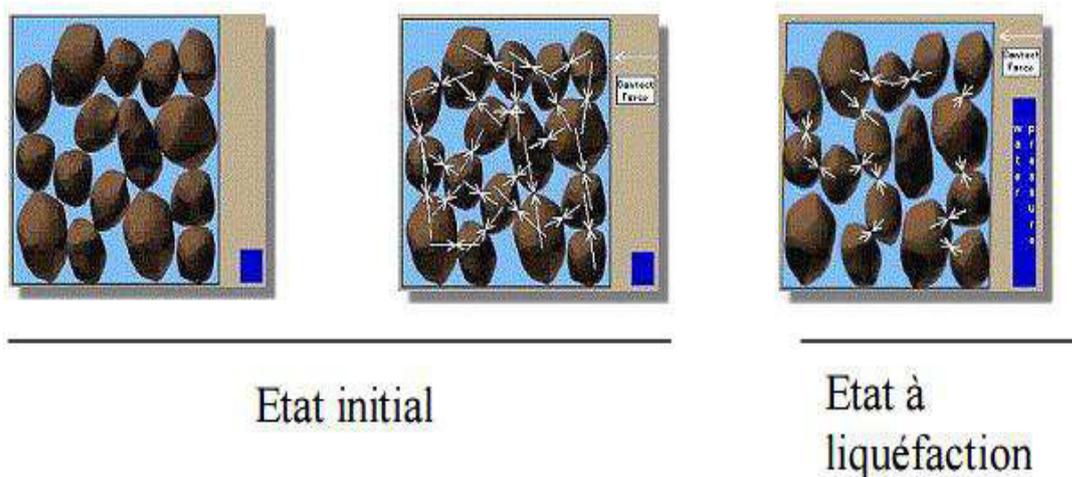
La liquéfaction est un phénomène qui se produit sous sollicitation sismique (Éventuellement, en bord de mer sous l'effet de la houle ou par suite d'une activité sismique). Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sablonneux saturé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

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

- leur nature : sables, limons.
- 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 1,5mm.

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 se liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux.

À échelle microscopique, l'état initial les grains sont au repos dans un état relativement lâche, liés entre eux par des forces inter-granulaires. Lors d'un chargement, une réorganisation des grains se produit. En conditions non drainées, cette réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle qui a pour conséquence une diminution des contraintes effectives jusqu'à zéro : ce qui implique la liquéfaction du matériau.



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

Figure I-1 phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique [1]

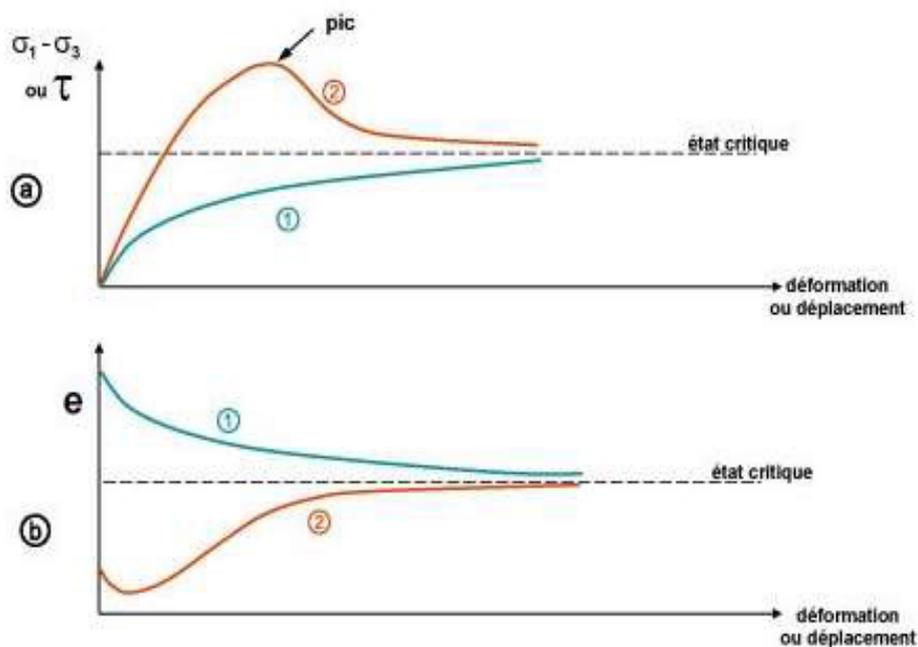
I-3- Comportement des sols sablonneux saturés

Les caractéristiques principales du comportement de sable sont la rigidité et la résistance, toutes les deux avant et après le début de liquéfaction. La liquéfaction en matériaux granulaires est associée à une grande diminution de la contrainte effective due à l'élévation de pression interstitielle pendant le chargement monotone ou cyclique. Ceci mène à de grandes réductions de la rigidité de cisaillement et de la résistance des sols. En outre, la rigidité en bloc du squelette de sol est considérablement réduite lors de la liquéfaction et provoque des règlements de post liquéfaction, car les pressions interstitielle absorbent.

Le comportement en cisaillement des sols pulvérulents peut être évalué à partir des essais au laboratoire en conditions drainées ou non drainées.

Lors du cisaillement drainé (volume variable, pression interstitielle constante), dans un sol lâche (figure I-2) l'augmentation de la déformation engendrera une variation du déviateur qui se traduira par une diminution de l'indice de vides (contraction).

Dans un sol dense (figure I-2), l'augmentation de la déformation engendrera une variation du déviateur qui se traduira par une diminution de l'indice de vides (dilatation). Dans les essais en conditions non-drainées, le volume du sol étant constant, la tendance à vouloir changer de volume de l'échantillon se traduira par une variation de la pression interstitielle. Alors, si un sable à l'état lâche est soumis au cisaillement, il aura tendance à se contracter, engendrant une augmentation de la pression interstitielle, ce qui produira une diminution de la contrainte effective. Si le sable est à l'état dense, au début du cisaillement, il aura tendance à se contracter engendrant une augmentation de la pression interstitielle pour ensuite atteindre le point de transformation de phase où le sol aura tendance à se dilater. Dès que les pressions interstitielles commencent à dissiper, les contraintes effectives augmentent.



1 : sable dense 2 : sable lâche

Figure I-2 Comportement drainé du sol à l'état lâche et dense [2]

Un sol pulvérulent saturé (sols lâches ou denses) est soumis à un chargement cyclique qui ne permet pas la dissipation des pressions interstitielles à cause de la vitesse du chargement ou de la perméabilité du sol, il y aura une génération de pressions interstitielles en excès à cause de la tendance du sol à se densifier, ce qui diminuera la contrainte effective dans la même proportion ; et en même temps, il y aura le développement de déformations.

I-3-1 Sols pulvérulent lâches

La figure (I-3) montre un sable lâche au comportement contractant dans un essai triaxial cyclique où le sol a eu un comportement associé à la liquéfaction. La déformation axiale des échantillons (figure I-3-a) est faible, presque nulle, jusqu'au 9^{ème} et 27^{ème} cycle de charge respectivement; au-delà de ce nombre de cycles, les échantillons atteignent subitement une déformation respective d'environ 13 % et 25 %. En ce qui concerne la pression interstitielle (figure I-3-b) dès le début du chargement cyclique, il y a une augmentation à chaque cycle de charge, au 9^{ème} cycle de charge la pression interstitielle est très proche de la pression de confinement et au cycle suivant la pression interstitielle atteint la pression de confinement. Néanmoins au 27^{ème} cycle, la contrainte de confinement n'est pas proche de zéro, celle-ci devient nulle quelques cycles plus tard [3]. Dans les échantillons qui ont un comportement associé à la liquéfaction, au moment où l'échantillon devient instable de grandes déformations se développent, il y a une perte élevée de résistance et la pression interstitielle peut ou non atteindre la valeur de la pression de confinement.

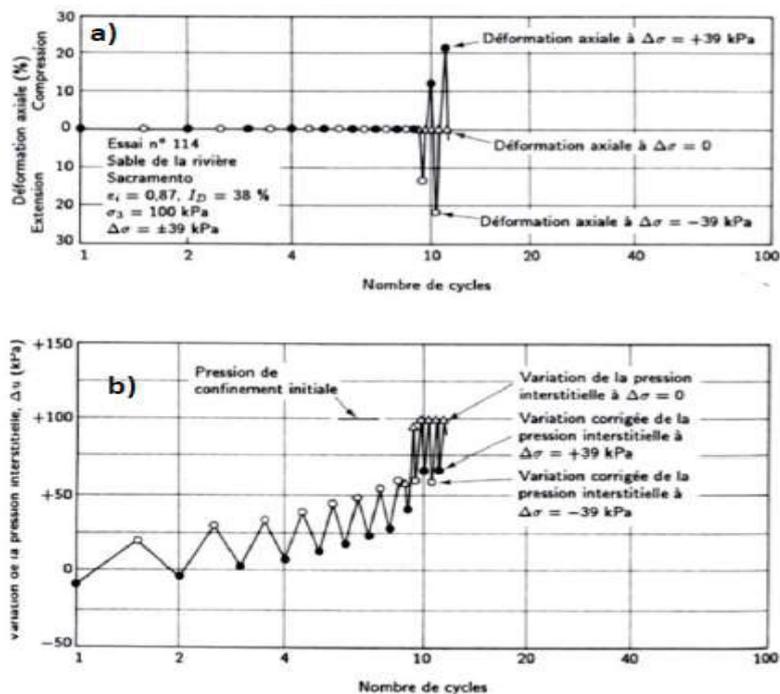


Figure I-3 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état lâche [4]

I-3-2 Sol pulvérulent dense

La figure (I-4) montre un sable dense au comportement dilatant dans un essai triaxial cyclique où le sol a un comportement associé à la mobilité cyclique. La déformation de l'échantillon (figure I-4-a) est faible presque nulle jusqu'au dixième cycle de charge où l'échantillon commence à se déformer progressivement avec l'augmentation du nombre de cycles de charge. En ce qui concerne la pression interstitielle (figure I-4-b) dès le début du chargement cyclique, il y a une augmentation à chaque cycle de charge. Au dixième cycle de charge, la pression interstitielle est égale à environ la moitié de la pression de confinement, mais avec l'augmentation du nombre de cycles la pression interstitielle peut atteindre la pression de confinement.

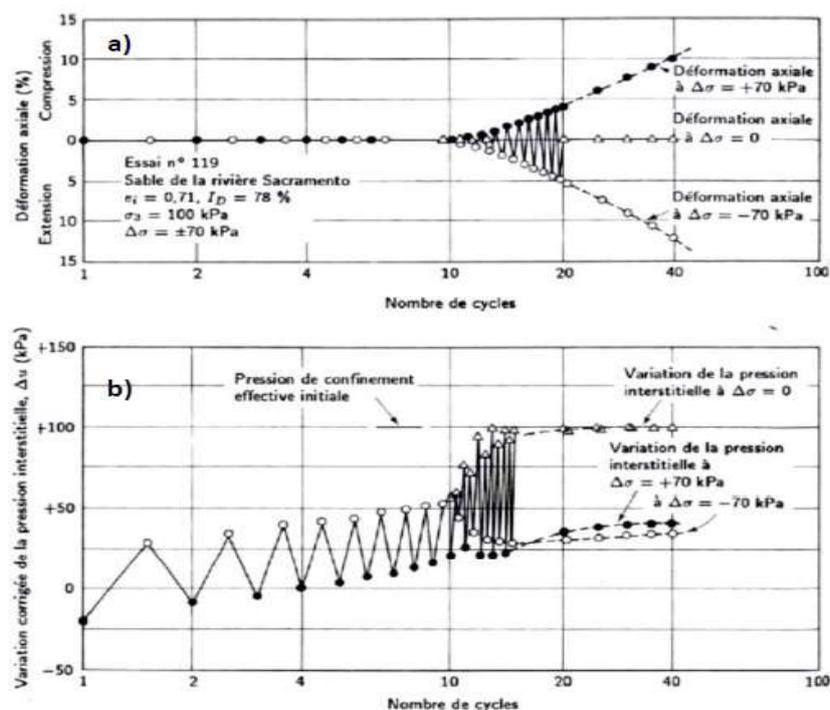


Figure I-4 Résultats des essais triaxiaux sur un sable à l'état dense

[4]

I-4 Les dégâts causés par le phénomène de la liquéfaction

I-4-1 Barrage de Fort Peck

Le cas de barrage de Fort Peck est un exemple classique de la liquéfaction statique. La construction de barrage a été commencée en 1934 sur Missouri River au Montana, environ de 70 milles de sud de la frontière canadienne. Les sables de River et les sols alluvionnaires granuleux d'amende ont été pompés et déchargés des canalisations le long des bords extérieurs, de ce fait formant des plages inclinant vers la piscine de noyau central. La

gradation en résultant du matériel déposé était du plus brut sur le bord externe au plus fin dans la piscine de noyau. La fondation s'est composée des sables alluviaux, graviers et argiles.

Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage près de la fin de la construction en 1938. À l'heure de la rupture du barrage était d'environ 60 m de haut avec une pente moyenne de 4H : 1V. La rupture s'est produite au-dessus d'une section de 500 m et a été précédé en enflant plus d'au moins 12 heures avant la rupture. À un moment donné après que ces contraintes initiales qu'une glissière d'écoulement a développées, avec les déplacements très grands (jusqu'à 450 m) et très à plat (pentes finale de 20H : 1V).

L'aspect de la rupture était celui des blocs intacts dans une masse de matériel complètement perturbé. Il y avait des zones entre les îles du matériel intact qui ont semblé être en état rapide avec des ébullitions de sable évidentes. La Figure I-5 montre une vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et de la grande distance s'est déplacé.



Figure I-5 Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck [5]

I-4-2 Niigata, Japon (1964)

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate. Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol. Ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés...etc.

Les séries de bâtiments d'appartements à Kawaguchi-Cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations.



Figure I-6 Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction [6]

Le pont de Show près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latéral du 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-7 Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol [6]

I-4-3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine

Le remblai de la route 94 au Michigan a permis de traverser le lac d'Ackermann. Le remblai était un moyen propre à sable fin. La partie de l'eau ci-dessous a été placée à la fin du compactage après le retrait de la tourbe et des sédiments mous du fond du lac. Au-dessus du niveau du lac, le remplissage a été compacté. La surface de route varie d'environ 2 à 4 m au-dessus du niveau d'eau, étant classés d'un côté du lac à l'autre. Les pentes latérales étaient 2H : 1V sur un côté et 4H : 1V sur l'autre. Le 24 Juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibro-sismiques qui ont effectués des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Un vibro-sismique est une Plaque vibrante qui est pressée contre le sol et excitée en utilisant un vibreur poids excentrique sous commande d'ordinateur. La fréquence est modifiée linéairement lors de l'excitation, dans ce cas de 8 à 58 Hz pendant un temps de 8 secondes, cela a donné 264 cycles d'amplitude uniforme dans tous les coups notamment sismiques. Cette enquête particulière utilisée six camions dans un train avec les unités vibro-sismiques reliés électroniquement pour les maintenir en phase, le train étant étalé sur 74 m de longueur de pare-chocs contre pare-chocs.

Figure 1.8 montre la panne provoquée par les camions lorsque les unités vibro-sismiques ont été activées sur le dessus du remblai. Notez que deux camions sont presque submergés à la pointe de la pente a échoué. Le conducteur du camion derrière le train ont vu la rupture développer en face de lui et a pu faire marche arrière ; les camions deuxième, troisième et cinquième glissés dans le lac que le. Les conducteurs heureusement échappés à travers les portes ou les fenêtres que les camions a coulé, le camion de suite sont restées debout sur une section de route qui été ruiné. Les conducteurs ont déclaré se sentir comme si la terre avait complètement disparu sous eux et en chute libre, plutôt que glissante dans le lac. La rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4,5 m de haut qui a traversé le lac et détruit le quai.



Figure 1-8 Rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibro-seisme

I-4-4 Wildlife Refuge, Californie (1987)

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



Figure 1-9 Ebullition de sable au site de Wildlife [7]

I-4-5 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 I-10 Epandage latéral le long de la route Sandholdt
,(à gauche) et destruction d'un centre de recherche
(à droite) à Moss Landing

Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure I-11



Figure I-11 Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing

I-4-6 Port d'Island à Kobe, Japon (1995)

Le séisme de Hyogoken_Nanbu 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-12 Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière 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.



Figure I-13 Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche



Figure I-14 Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral.

I-4-7 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), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :

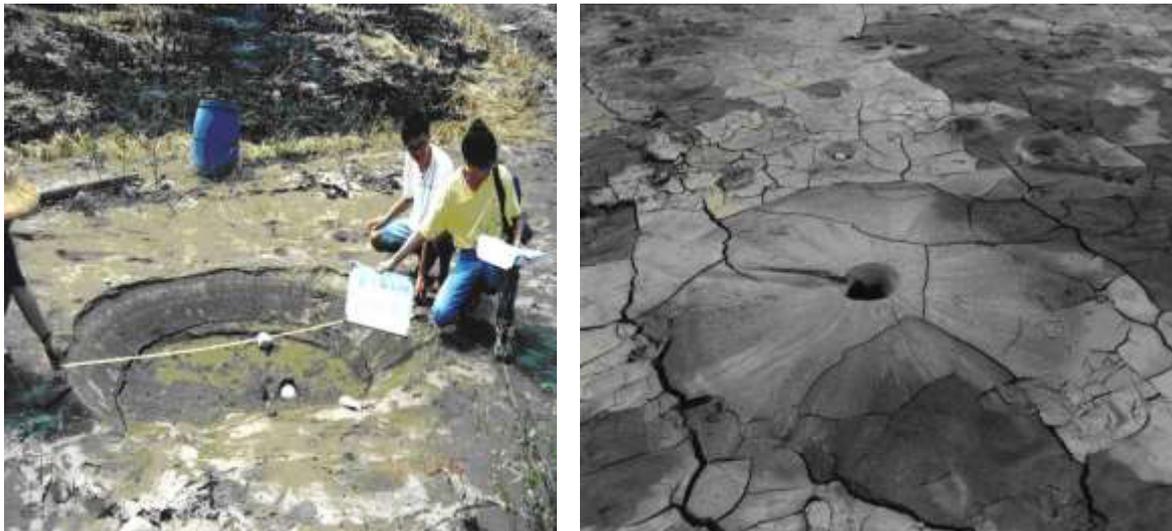


Figure I-15 Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan.[8]



Figure I-16 Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua



Figure 1-17 Fissures considérables dans le sol à Nantou



Figure I-18 Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan

I-4-8 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) a causé différents dommages dont on peut citer quelque uns montrés dans les images ci-dessous :



Figure I-19 Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999



Figure I-20 Renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999

I-4-9 Boumerdes, Algérie (2003)

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasie et Africa qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien. La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme, elle a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après l'EERI Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003).

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Delly. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques. Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région. La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Issir et dans les gisements étendus de sable de plage.

Près de la ville de Zemmouri, plusieurs sites se sont liquéfiés (figure 1-21).



Figure I-21 Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable).[9]

I-4-10 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 le centre-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-22 Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011).



Figure I-23 Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)



Figure I-24 Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).

I-5 Les facteurs influençant la liquéfaction

Il y a beaucoup de facteurs qui influencent le procédé de liquéfaction pour le sol in situ. Basé sur les résultats des essais en laboratoire aussi bien que des observations de champ et des études, les facteurs les plus importants qui influençant la liquéfaction sont comme suit :

I-5-1 L'intensité et la durée de tremblement de terre

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, telles que l'accélération et la durée de la secousse, détermine la déformation de cisaillement qui causent la contraction des particules de sol et le développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme. Le potentiel de liquéfaction augmente à mesure de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de secousse. Ces tremblements de terre qui ont la magnitude la plus élevée produira à la fois l'accélération la plus grande et la plus longue durée des secousses. Une analyse de la liquéfaction ne serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol inférieure à 0,10g ou une magnitude M_w inférieur à 5

I-5-2 La nappe phréatique

La condition la plus favorable à la liquéfaction est une nappe phréatique près de la surface. Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique ne sera pas liquéfier. S'il peut être démontré que les sols sont actuellement au-dessus de la nappe phréatique et sont très peu susceptibles de devenir saturé pour compte tenu des changements prévisibles dans le régime de cycle hydrologique, alors ces sols ne sont pas besoin d'être évaluées pour le potentiel de liquéfaction.

I-5-3 Type de sol

En ce qui concerne les types de sols les plus sensibles à la liquéfaction, Ishihara (1985) stipule que : "Le risque associé à la liquéfaction des sols lors de séismes a été connu pour être rencontrées dans les dépôts constitués de sable fin à moyen et les sables contenant de faible plasticité. Cependant, des cas sont signalés où la liquéfaction s'est apparemment produite dans les sols graveleux.

Ainsi, les types des sols sensibles à la liquéfaction sont les sols qui ne sont pas plastiques (sans cohésion). Le sol cohérent pour se liquéfier, il doit satisfaire les trois critères suivants :

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

Si le sol cohérent ne répond pas aux trois critères simultanément, il est généralement considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier.

I-5-4 La densité relative de sol D_r

Basé sur des études de terrain, des sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction. Les sols constitués des éléments non plastiques se contractent au cours de la secousse sismique en provoquant le développement d'un excès de pressions interstitielles. Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique. Poulos et al (1985) affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier.

I-5-5 La taille des particules

Les sols non plastiques de granulométrie uniforme ont tendance à former des arrangements de particules instables par conséquent sont plus sensibles à la liquéfaction. Les sols bien classés auront également de petites particules qui remplissent les espaces vides entre les grosses particules. Cela tend à réduire la contraction de potentielle du sol, en réduisant l'excès de pressions interstitielles générées durant le tremblement de terre. Kramer (1996) stipule que les données de terrain indiquent que la plupart des défaillances de liquéfaction ont impliqué de classement uniforme des sols granulaires.

I-5-6 Les conditions de drainage

Si l'excès de pression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Comme le gravier très perméable, les drains ou les couches de gravier peuvent réduire le potentiel de liquéfaction du sol adjacent.

I-5-7 Pressions de confinement

Plus la pression de confinement est grande, moins le sol est susceptible à la liquéfaction. Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde, un sol qui est situé sur une surface souterraine de fond, et un excès de pression appliquée sur la surface de sol. Les études de cas ont prouvé que la zone susceptible à la liquéfaction s'étend habituellement de la surface du sol à une profondeur maximum d'environ 15m. Des sols plus profonds généralement ne liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées.

Ceci ne signifie pas qu'une analyse de liquéfaction ne devrait pas être exécutée pour le sol qui est au-dessous d'une profondeur de 15 m. Un site rapidement déposé peut également avoir besoin d'une recherche de liquéfaction au-dessous d'une profondeur de 15 m. L'expérience et

le jugement considérables sont requis dans la détermination de la profondeur appropriée pour terminer une analyse de liquéfaction.

I-5-8 La Forme des particules

La forme des particules de sol peuvent également influencer sur le potentiel de liquéfaction. Par exemple, les sols ayant des particules arrondies tendent à densifier plus facilement que les particules du sol de forme angulaire. Ainsi, le sol contenant des particules de sol arrondies est plus susceptible de se liquéfier par rapport au sol contenant des particules de sol angulaires.

I-5-9 L'âge géologique et la cimentation

Les sols nouvellement déposés ont tendance à être plus sensibles à la liquéfaction que les anciens dépôts de sol. Il a été démontré que plus un sol est soumis à une pression de confinement, plus il est résistant à la liquéfaction

L'augmentation de la résistance à la liquéfaction avec le temps pourrait être due à la déformation ou à la compression des particules de sol dans des arrangements plus stables. Avec le temps, il peut être également due au développement des liens en raison de la cimentation au niveau des contacts des particules.

I-5-10 historiques d'environnement

Il a été également déterminé que l'historique d'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique (Finn et al. 1970, Seed et al.1975).

La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de sur consolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 (Sed et Peacock 1971, Ishihara et al. 1978). Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que, le sol sous-jacent a été pré chargé, il aura un ratio plus élevé de sur consolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos k_0 . Un tel sol qui a été pré chargé sera plus résistant à la liquéfaction par rapport à la même terre qui n'a pas été pré chargé.

I-6-Traitement des sols liquéfiabiles

Parfois, on est obligé pour des raisons de restriction d'espace de construire sur un sol qui peut se liquéfier lors d'un séisme. Dans ce cas, il faut procéder à l'amélioration des caractéristiques du sol afin de diminuer les dommages du phénomène de la liquéfaction et pour éviter les grandes augmentations des pressions interstitielles pendant le séisme. Les techniques

développées pour l'amélioration des sols présentant des caractéristiques géotechniques médiocres sont largement utilisées à travers le monde. Ces techniques sont :

I-6-1 Inclusion

Utilisable pour fonder tous types d'ouvrage sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet de réduire fortement les tassements. Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures à porter. Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisés pour permettre de réaliser à moindre coût un système de fondations superficielles au lieu d'un système de fondations profondes.



Figure I-25 Inclusion rigide

I-6-2 Vibroflottation

La vibro-flottation (vibro-compaction), s'applique essentiellement aux sols granulaires non cohérents, tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol environnant le vibreur. Dans cet état, les forces inter-granulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Cette technique est couramment mise en œuvre à très grande échelle pour le compactage de terre-pleins en sable sur la mer par remblaiement hydraulique.



Figure I-26 La vibro-flottation (vibro-compaction)

I-6-3 Colonnes ballastées

La technique des colonnes ballastées est une extension de la vibro-flottation aux terrains qui comportent des couches limoneuses ou argileuses dont les éléments ne peuvent pas être réarrangés par la vibration.

Les colonnes ballastées permettent de traiter ces sols par incorporation de matériaux granulaires (couramment appelés ballast) compactés par passes remontantes.

Ces colonnes peuvent être également cimentées ou constituées de mortier.

Elles servent également de drains et permettent une accélération du processus naturel de consolidation. En zone sismique, elles réduisent les risques de liquéfaction.



Figure I-27 les colonnes ballastées

I-6-4 Soil Mixing et Trench-mix

La technique consiste à la réalisation de colonnes ou de tranchées de sol traité par malaxage in situ du terrain en place avec un liant, généralement à base de ciment.

La déstructuration du terrain en place et le mélange sont effectués au moyen d'outils rotatifs qui assurent également un malaxage mécanique. Différentes configurations de lignes d'outils ont été développées permettant la réalisation de colonnes isolées, de panneaux, de blocs ou enfin de tranchées dans le cas du Trench-mix.

Pour traiter les sols pollués, ce procédé est appliqué à la totalité du volume. Le liant peut être introduit sous forme pulvérulente ou sous la forme d'un coulis.

Son dosage permet d'obtenir une large gamme de résistance et donc de mieux adapter les caractéristiques du mélange aux caractéristiques du projet.



Figure I-28 Soil Mixing et Trench-mix

I-6-5 Injection Solide

Utilisée pour le traitement des terrains sableux, limoneux ou argileux, humides ou saturés, la technique d'injection solide consiste à injecter sous pression un mortier très visqueux, suivant un maillage spécifique établi en fonction de la nature du terrain et des objectifs recherchés, de manière à réaliser une densification statique horizontale.

Technique éprouvée, économique et souple, elle permet en outre de réduire le potentiel de liquéfaction en cas de séisme. Contrairement à d'autres, elle peut être utilisée sous des constructions existantes.

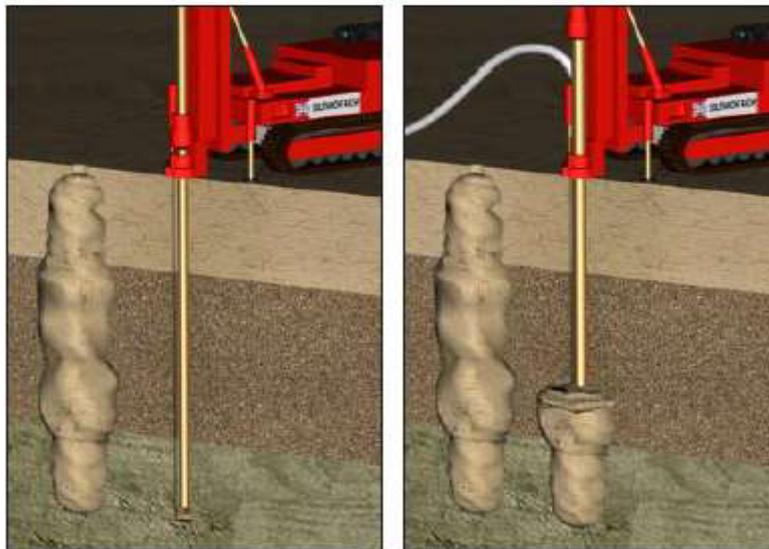


Figure I-29 injection solide

I-6-6 Compactage dynamique

Cette technique est particulièrement applicable aux sols granulaires lâches a placée près de la surface au sol. Il s'agit d'un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours (ou semaines), une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.

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



Figure I-30 compactage dynamique

I-6-7 Drains verticaux

La technique consiste à fonder verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré-chargement, soit par d'autres méthodes.



Figure I-31 drains verticaux

I-7 Conclusion

Vu les dégâts causés par le phénomène de la liquéfaction comme a été montré par les images ci-dessus-, les chercheurs ont établi des méthodes approchées basées sur les résultats des essais in situ tels que SPT,CPT ,DMT et Vs. Ces derniers sont l'objet du chapitre suivant.

Chapitre II

Les essais in-situ

II-1 Introduction

Les essais géotechniques in situ ont pour but la reconnaissance des sols destinés à recevoir des projets de construction. Ils permettent d'obtenir des informations sur l'état du sol en place, de préciser l'organisation de différentes couches et de relever les paramètres mécaniques à leur attribuer afin de passer au calcul des ouvrages.

Les essais les plus courants sont : l'essai pénétration (SPT), l'essai de pénétration au cône (CPT), l'essai de dilatomètre de Marchette (DMT) et les essais de mesure de la célérité des ondes de cisaillement (V_s).

II-2 Présentation des essais in-situ

II-2-1 Essai de pénétration statique (Cône pénétration test - CPT)

L'essai de pénétration statique s'applique à tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm. Il consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée [11].

II-2-1-1 Pratique de l'essai

La norme impose de respecter un certain nombre de condition et fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain égale à 2cm/s. Les pénétromètres normalisés diffèrent par les modalités de fonçage de l'appareil et par le mode de mesure de la résistance de pointe. Tous les types de sondes sont utilisés selon les terrains et selon les nécessités des études : pointe mécanique, pointe électrique et piézocone.

II-2-1-2 Fonçage dans le terrain

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

II-2-1-3 Mesure de la résistance de pointe

II-2-1-3-1 Pointe mécanique

L'effort de pointe est mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges centrales à l'intérieur d'un tube en poussant sur le cone. la mesure est discontinue.

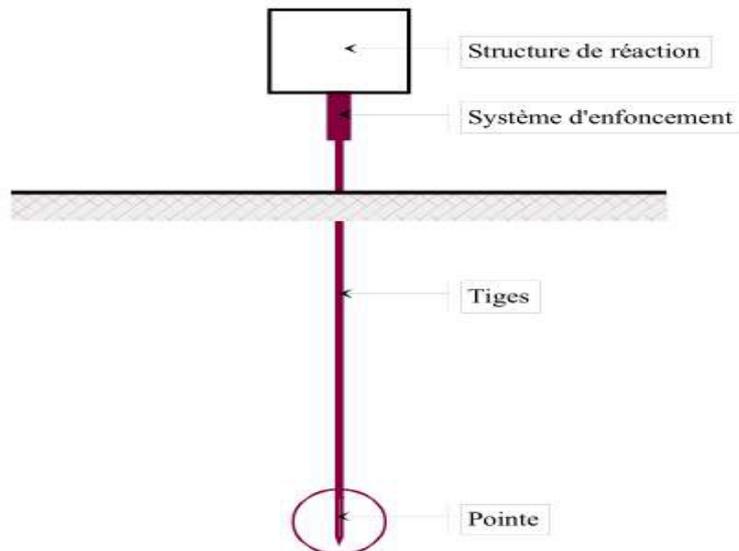


Figure-II-1 schéma de CPT

II-2-1-3-2 pointe électrique

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



Figure-II-2 Pénétromètre statique (CPT)

II-2-1-4 Résultats

Les résultats se représentent comme suit :

a-Effort total de pénétration Q_t :

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

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

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

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

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \text{ (MPa)} \quad \text{II.1}$$

c-Effort total de pénétration Q_{st} :

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

$$Q_{st} = Q_t - Q_c \quad \text{II.2}$$

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

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

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

$$f_s = \frac{Q_s}{A_s} \quad \text{II.3}$$

Cette Valeur attribuée à la profondeur correspond au milieu du manchon de frottement. Le diamètre du manchon (d_s) est supérieur ou égal au diamètre de la partie cyclique du cône (d_c).

e-Rapport de frottement R_f :

Rapport R_f est le quotient du frottement latéral unitaire local f_s par la résistance apparente à mesurée à la même profondeur (et non au même instant)

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \text{ (\%)} \quad \text{II.4}$$

f-indice de frottement I_f :

I_f est le quotient de la résistance apparente à la pénétration du con q_c par le frottement latéral unitaire local f_s mesuré à la même profondeur (et non au même instant) :

$$I_f = \frac{q_c}{f_s} \text{ (\%)} \quad \text{II.5}$$

II-2-2 l'essai SPT (Standard Pénétration Test)

L'essai de pénétration au carottier s'applique dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm.

La méthode d'essai Standard Pénétration Test consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 15cm). Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incréments (15cm) [10].

II-2-2-1 Appareillage

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

L'équipement de forage doit permettre de réaliser un trou de forage nettoyé avant l'insertion du carottier et doit garantir que l'essai de pénétration sera réalisé dans un sol relativement peu remanié.

Le mouton a une masse de 63,5 kg et une hauteur de chute de 0,76 m ; il tombe à une cadence de battage de 15 à 30 coups par minute.

Le tube central du carottier est fendu pour faciliter l'extraction de l'échantillon de sol.

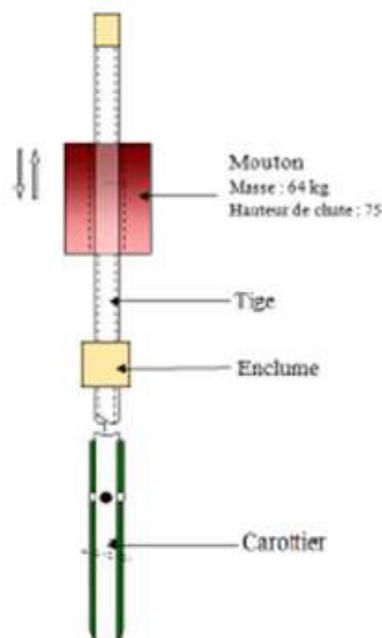


Figure –II-3 schéma de principe de SPT

II-2-2-2 Résultats

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

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

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

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

II-2-3 L'essai dilatomètre Marchetti (DMT)

Les essais sous la forme de cycles de chargement et de déchargement permettent de déterminer sous conditions in-situ les propriétés élastiques en déformation d'un massif rocheux et d'un sol dans un forage à travers la dilatation de celui-ci sous l'application d'une pression uniforme par la sonde dilatométrique. Les données obtenues fournissent des informations importantes pour la description et la classification des roches et sols étudiés.

II-2-3-1 Réalisation in-situ d'essai dilatométrique

La sonde est installée à la profondeur souhaitée (max. 1400 m) avec un train de tiges manœuvré à l'aide d'une foreuse. Une conduite pneumatique haute pression, intégrant un câble coaxial pour la transmission des données, est installée simultanément. La manchette en gomme est gonflée avec de l'air comprimé ou de l'azote afin d'appliquer des paliers de pression sur les parois du forage. L'amplitude des paliers est fonction des caractéristiques du terrain testé. Les capteurs, en contact direct avec les parois du forage, mesurent l'évolution du diamètre du forage en fonction des paliers de pression exercés.

Après plusieurs cycles de chargement / déchargement, les caractéristiques de déformation et le module d'élasticité sont déterminés. Des tests de fluage de plusieurs heures fournissent en outre des renseignements importants sur le comportement de la formation lors d'un chargement à long terme. Dans la pratique les essais de pression sont suivis généralement d'un essai de fluage avec un palier de pression constant déterminé par l'essai de pression. Grâce à sa haute précision et sa relative grande plage de mesure, la sonde dilatométrique sol experts est utilisée aussi bien dans les massifs rocheux (roche argileuse, calcaire, granite, gneiss, schiste ...) que dans les sols (dépôts morainiques, sable, Alluvions, graviers, argiles).



Figure-II-4 dilatomètre Marchetti (DMT)

II-2-4 Essai par les méthodes géophysique

Il existe différents types d'essais géophysiques comme par exemple les mesures des ondes mécaniques (sondage de réfraction sismique(SR), essai de Cross Hole, essai de Down Hole, et les essais d'analyse spectrale des ondes de surface(SASW)). Les ondes mécaniques sont utilisées quand à la détermination des propriétés élastiques du sol, particulièrement le module de cisaillement. Ces techniques utilisent la propagation des ondes leurs vitesses caractéristiques d'amortissement des sols. Ces essais sont réalisés à un niveau de déformation de l'ordre de 10^{-10} . Les quatre formes d'ondes générées dans le sol sont : les ondes de compression(onde P), les ondes de cisaillement(onde S), les ondes Rayleigh(onde R) et les ondes Love(ondes L). Ce sont plutôt les ondes P et S à qui on s'intéresse puisqu'elles sont directement liées aux modules élastiques du sol.

II-3 Conclusion

Le phénomène de la liquéfaction est un sérieux problème qui doit être pris en considération, pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes approchées basées sur les essais de laboratoire et les essais in situ, ce dernier et le but du chapitre suivant expliquant les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

Chapitre III

Evaluation du potentiel de liquéfaction par les méthodes approchées

III-1-Introduction

L'occurrence de la liquéfaction dans les sols est souvent évaluée suivant le procédé simplifié à l'origine proposé par Seed et Idriss (1971) basés sur l'essai de pénétration standard (SPT) qu'il est possible de caractériser le potentiel de liquéfaction d'un sol en fonction de deux paramètres : un paramètre de résistance mécanique (donné par le SPT) et un paramètre granulométrique (classification des sols, pourcentage en fines). Ce procédé a subi plusieurs révisions et mises à jour depuis qu'on lui a proposé la première fois en 1971, y compris élaboration des méthodes basées sur l'essai de pénétration de cône (CPT), l'essai au dilatomètre de Marchetti (DMT), l'essai de la mesure des vitesses d'ondes de cisaillement (V_s), et les essais de laboratoire (par exemple l'essai triaxial cyclique).

Ce chapitre présente la procédure de l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols par des nouvelles méthodes simplifiées proposées par plusieurs chercheurs.

III-2-Méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction par les méthodes approchées

III-2-1- Approche par contraintes cycliques CSR

Cette approche est la procédure la plus largement utilisée dans la pratique pour estimer la résistance à la liquéfaction des sols sableux. Pour représenter les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple, une procédure simplifiée a été développée par Seed et Idriss (1971). La résistance à la liquéfaction est évaluée en comparant un indice de propriété du sol au rapport de contraintes cycliques (CSR). Le CSR est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche (τ_{cyc}) normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus-jacent (σ'_{v0}). Il est fonction de l'accélération en surface maximale (a_{max}), de la profondeur au point considéré (z), des contraintes verticales totales (σ_{v0}) et effectives (σ'_{v0}), (a_{max}) peut être déterminé à partir de l'histoire de l'accélérogramme ou bien être estimé à partir des relations d'atténuation. Pour un moment dû à un tremblement d'amplitude $M_w = 7,5$, le CSR est généralement présenté par l'équation suivante :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) r_d \quad \text{III.1}$$

Où :

τ_{cyc} : Contrainte de cisaillement cyclique.

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

σ_{v0} et σ'_{v0} : sont les contraintes verticales totale et effective des sols sus-jacents.

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

g : accélération gravitationnelle (m/s^2).

Le facteur de 0,65 est un facteur empirique, basé sur des observations, et visant à représenter la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement généré lors d'un tremblement de terre. Il a été estimé que cette valeur valait 65 % de la contrainte maximale.

On peut utiliser une analyse dynamique pour déterminer les contraintes et déformations dans un dépôt de sol. Cependant il serait trop sécuritaire d'utiliser la contrainte de cisaillement maximale, $(\tau_d)_{max}$, pour estimer le potentiel de liquéfaction d'une couche de sol puisque ce niveau de contrainte n'est atteint qu'une seule fois pendant le séisme. En pratique il est plus réaliste d'utiliser une contrainte de cisaillement équivalente, qui représente un niveau de contrainte indicatif de la réponse globale de la couche de sol [12].

$$\tau_{cyc} = 0.65 \times (\tau_d)_{max} \quad \text{III.1.a}$$

Et afin d'éviter l'analyse dynamique, il est préférable d'utiliser directement l'équation III.1.

Le comité a recommandé les modifications suivantes pour le calcul de CSR. Pour les projets à faible risque, les équations suivantes peuvent être utilisées pour la détermination de r_d :

$$r_d = 1 - 0.00765 \times z \quad \text{pour} \quad z \leq 9.15 \text{ m} \quad \text{III.2.a}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{pour} \quad 9.15\text{m} < z \leq 23 \text{ m} \quad \text{III.2.b}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad \text{pour} \quad 23 < z \leq 30 \text{ m} \quad \text{III.2.c}$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{pour} \quad z > 30 \text{ m} \quad \text{III.2.d}$$

Où (z) est la profondeur du sol en mètre

Les deux équations (III.2.a) et (III.2.b) ont été proposées par Liao et Whitman en 1986, la partie (III.2.c) a été ajoutée par Robertson et Wride en 1996, et la partie (III.2.d) a été proposée par un ingénieur de l'armée américaine, Marcuson. Ces équation donnent une valeur moyenne de r_d et sont présentées sur la figure III-1 avec l'intervalle des valeurs proposée par Seed et Idriss (pour les premiers 15m de profondeur).

Comme alternative pour l'équation (III.1), propose une seule équation pour le calcul de r_d [13]:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \times z^{0.5} + 0.04052 \times z + 0.001753 \times z^{1.5}}{1 - 0.4177 \times z^{0.5} + 0.05729 \times z - 0.006205 \times z^{1.5} + 0.001210 \times z^2} \quad \text{III.2.e}$$

Au Japon, r_d est simplement pris égal à :

$$r_d = 1 - 0.0015 \times Z \quad \text{III.2.f}$$

En général, la méthode simplifiée n'est pas vérifiée pour des profondeurs supérieures à 15m. C'est ainsi que pour des projets importants, les valeurs de r_d sont à discuter. La réévaluation des données et de leur interprétation a amené Idriss (1999) à proposer les expressions suivantes :

$$r_d = (\exp \alpha (Z) + \beta(z \times M_w)) \quad \text{III.2.g}$$

Avec:

$$\alpha(z) = -1.01 - 1.126 \times \sin\left[\left(\frac{Z}{11.73}\right) + 5.133\right] \quad \text{III.2.g.1}$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \times \sin\left[\left(\frac{Z}{11.28}\right) + 5.142\right] \quad \text{III.2.g.2}$$

Où Z est la profondeur en mètres et ≤ 25 m.

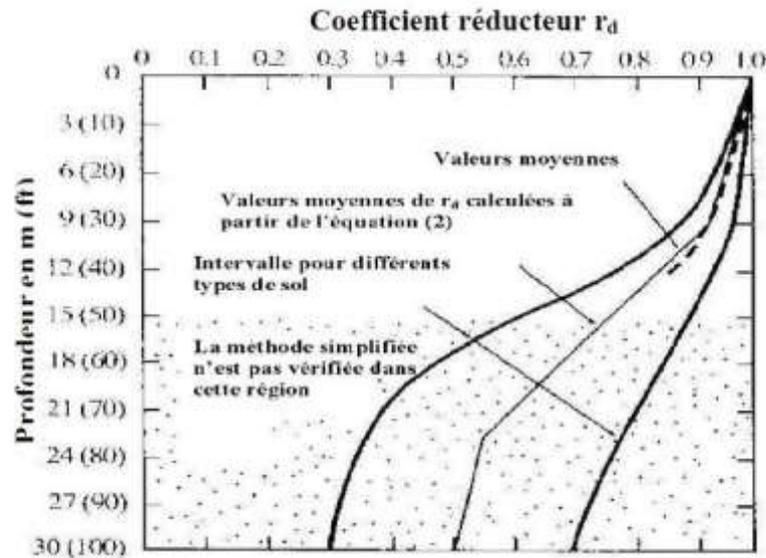


Figure III-1 Courbe de r_d en fonction de la profondeur développée par Seed et Idriss avec les Lignes des valeurs moyennes ajoutées à partir des équations (III.2)[14]

III-2-1-1- Facteur d'échelle d'amplitude

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. Les effets de l'amplitude des tremblements de terre ne sont pas inclus dans l'équation (III.1), ainsi les facteurs d'échelle d'amplitude (MSF) ont été développés.

L'amplitude de référence pour l'analyse basée sur l'approche par contraintes cycliques est de 7,5.

Initialement, on a développé les tendances de MSF à partir de données sur chantier et au laboratoire, en se basant sur des relations entre l'amplitude et le nombre de cycles de contraintes équivalents. Une relation entre l'amplitude du moment, M_w , et le nombre significatif de cycles de contraintes, n_{eq} , peut être exprimé selon l'équation III.3 [15].

$$n_{eq} = 0.0007 \times M_w^{4.49} \quad \text{III.3}$$

Plusieurs auteurs ont étudié la variation des facteurs d'échelle. Des études ont permis l'élaboration des recommandations [16],[17].La réévaluation des données in situ et des essais

au laboratoire sur des échantillons congelés a conduit à un facteur d'échelle d'amplitude révisé[18]:

$$MSF = 31.9 \times M_w^{-1.72}$$

III.4

Ces études ont également montré que la profondeur des couches liquéfiées affecte les facteurs d'échelle d'amplitude à travers le coefficient réducteur de contraintes r_d . La figure III-2 présente la gamme de ces facteurs déterminés à partir de diverses études. Les facteurs d'échelle d'amplitude recommandés par le workshop NCEER étaient entre la limite inférieure des courbes[19],[20]. Les facteurs correspondent bien avec les recommandations de NCEER pour des profondeurs entre 8 et 16 m.

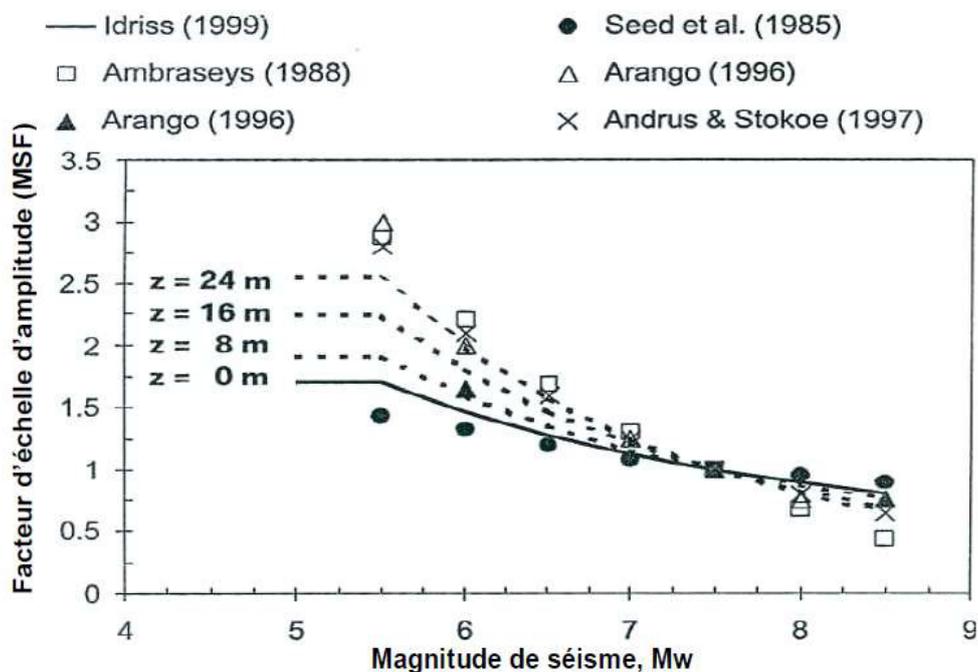


Figure III-2 Variation du MSF (facteur d'échelle) avec l'amplitude du moment D'un séisme [21].

III-2-2- Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, CRR

Le CSR est fonction des mouvements de tremblement de terre, alors que le rapport de la résistance au cisaillement cyclique (CRR) représente la résistance à la liquéfaction du dépôt de sol. Des bases de données ont été obtenues à partir des investigations réalisées post-tremblement in situ et ont été utilisées pour établir des courbes de délimitation. Ces courbes présentent la résistance du sol au chargement cyclique pour un séisme d'amplitude de 7,5 ($CRR_{7.5}$) en fonction d'un paramètre de résistance normalisée d'un essai in situ (par exemple,

$(N1)_{60}, V_{s1}, q_{c1} \dots$). Des données de comportement in situ pour des séismes d'amplitudes différentes de 7,5 sont corrigées aux valeurs de $CSR_{7,5}$ équivalentes selon :

$$CSR_{7,5} = \frac{CSR}{MSF} \quad \text{III.5}$$

Ces données obtenues in situ sont séparées entre chantiers qui ont ou qui n'ont pas montré des signes de liquéfaction. Une ligne de délimitation, connue sous la notation $CRR_{7,5}$, est établie entre les sites liquéfiés et non liquéfiés. En conclusion, l'analyse basée sur l'approche des contraintes cycliques comprend les étapes suivantes :

1. détermination de l'accélération maximale a_{max} et le moment M_w pour une étude sismique ;
2. détermination du profil du rapport de contraintes cyclique (CSR) avec la profondeur en utilisant les équations III.1 à III.4;
3. évaluation des paramètres critiques de la résistance des couches à partir des résultats de SPT, CPT, V_s , ou bien DMT ;
4. estimation du contenu de fines à partir d'essais de laboratoire ou de corrélations sur chantier ;
5. détermination du CRR à partir des diagrammes ou des formules simplifiées en fonction des paramètres de résistance obtenus à partir des résultats d'essais in situ et de ceux de laboratoire comme le pourcentage des fines ;
6. calcul du facteur de sécurité (FS) contre la liquéfaction pour une étude du séisme en considération (Youd et Noble, 1997) :

$$F_s = \left(\frac{CRR}{CSR} \right) \quad \text{III.6}$$

Où :

MSF est un facteur d'échelle d'amplitude, égal à 1 pour des séismes d'amplitude $M_w = 7,5$

III-2-2-1-Évaluation de la liquéfaction par les méthodes de l'essai SPT

L'essai permet d'estimer le taux de travail admissible du sol et d'évaluer le risque de liquéfaction des sables en présence des trois facteurs favorisant le phénomène de liquéfaction à savoir :

- a. des sables lâches à moyennement dense
- b. présence d'une nappe phréatique
- c. sollicitations dynamiques [22]

Tableau III-1 Les différents essais in situ en comparaison avec leurs avantages d'utilisation.

	Les essais			
	SPT	CPT	Vs	DMT
Nombre de mesure prises sur des chantiers liquéfiés	Abondant	Abondant	Limité	Varié
Type de comportement contrainte-déformation influençant l'essai	Partiellement drainé, grandes déformations	Drainé, grandes déformations	Petites déformations	Partiellement drainé, grandes déformations
Contrôle de qualité et la répétitivité	Passable à bien	Très bien	Bien	Très bien
Détection d'une variabilité d'un dépôt de sol	Bien	Très bien	Moyen	Très bien
Le type de sol où l'essai est recommandé	Non gravier	Non gravier	Tout	Tout
Si l'essai procure un échantillon du sol	Oui	Non	Non	Non

III-2-2-1-1- La normalisation des contraintes

Etant donné que la résistance et les propriétés de rigidité des sols sont contrôlées par la contrainte effective, des facteurs de normalisation des contraintes sont nécessaires pour relier les paramètres dans une gamme de profondeurs. Des relations typiques de normalisation pour la valeur de N dans l'essai SPT et les paramètres du CPT sont présentées dans les tableaux III.2 et III.3, respectivement. Ces facteurs sont présentés pour le SPT, CPT, et la vitesse de cisaillement, pour montrer les similitudes dans l'élaboration des méthodes. L'équation générale pour les paramètres de normalisation des contraintes peut être exprimée comme :

$$M_l = C_M \times M \quad \text{III.7}$$

Où M_l est la mesure in situ normalisée par rapport à une contrainte verticale effective égale à une atmosphère (par exemple, N_1 , q_{c1} , V_{s1}). Le coefficient C_M est le facteur de correction des contraintes (par exemple, C_N , C_q , C_v) et M est la propriété mesurée in situ corrigée (par exemple, N_{60} , q_t , V_s).

La plupart des relations de normalisation de surcharge prennent une forme semblable à :

$$C_M = \frac{1}{(\sigma'_{v0})^n} \quad \text{III.8}$$

Où $(\sigma'_{v0})^n$ est la contrainte effective due au sol sus jacent et exprimée en atmosphère, et n est un exposant qui peut être dépendant de la densité, dépendant du type de sol [24] ou bien dépendant du type et de la rigidité de sol [25]. Ces termes tendent à l'infini quand la contrainte effective due au sol sus jacent approche zéro. Pour prendre en considération ce cas particulier, quelques relations incorporent une correction arbitraire maximale (par exemple $C_N \leq 2$; alors que d'autres ont adapté la forme suivante [26],[27],[28] :

$$C_M = \frac{\frac{a}{b} + 1}{\frac{a}{b} + \sigma'_{v0}} \quad \text{III.9}$$

Où σ'_{v0} est la contrainte effective due au sol sus jacent et exprimée en atmosphère, le rapport a/b est un paramètre empirique variant entre 0,6 et 2,0 et relié à la densité (par exemple, D_r) et l'histoire (OCR) du sable. Ce format s'applique bien pour les sols sableux ($n = 0,5$ à $0,7$) et n'atteint pas des valeurs infinies pour des contraintes égales à zéro. Il faut noter que l'utilisation de la résistance nette de point ($q_t - \sigma'_{v0}$) est fondamentalement correcte et nécessaire pour les argiles, mais elle est souvent insignifiante et négligée dans le cas des sables.

III-2-2-1-1-1- Méthode de Blake

Un calcul approximatif de la courbe de base simplifiée selon l'équation [13] :

$$\text{CRR}_{7.5} = \frac{a+cx+ex^2+gx^3}{1+bx+dx^2+fx^3+hx^4}$$

III.10

Où :

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

$$a=0.048$$

$$b= -0.1248$$

$$c= - 0,004721$$

$$d = 0,009578$$

$$e = 0,0006136$$

$$f = - 0,0003285$$

$$g = - 1,673 \text{ E-}05$$

$$h = 3,714 \text{ E-}06$$

N.B: Cette expression est valable pour des valeurs de $(N1)_{60cs}$ inférieures à 30. Dans le cas contraire, on fixe $\text{CRR}_{7,5}$ à 1,2. De même, pour des valeurs de $(N1)_{60cs}$ inférieures à 3, la formule n'est plus valable. Elle est remplacée par une courbe coupant l'axe des ordonnées en 0,05.

Tableau III-2 Relations proposées pour la normalisation par rapport à la contrainte des sols sus jacent pour les valeurs de N dans un essai SPT.

Paramètre mesuré et corrigé	Paramètre normalisé, $(N1)_{60}$	Type de sol
	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.55}$	Sable $Dr=40-60\%$, [29]
	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.45}$	Sable $Dr=60-80\%$, [29]
	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.56}$	Sable, [30]
	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.5}$	Sable [31]
N_{60}	$2N_{60}/(1+\sigma'_{v0})$	Sable moyen dense, [26]
	$3N_{60}/(2+\sigma'_{v0})$	Sable dense, [26]
	$1,7N_{60}/(0,7+\sigma'_{v0})$	Sable fin OC, [26]
	$N_{60}(\sigma'_{v0})^n$	n=1 argile n=0,7 ,sable lâche , n=0,6 sable[25]

Tableau III-3 Paramètres CPT normalisés par rapport à la contrainte.

Propriété mesurée et corrigée	Paramètre normalisé	Type de sol
	$q_t/(\sigma'_{v0})^n$	n=1 argile ; n=0,83 mélange de silt ; n=0,66 mélange de sable ; n=0,6 sable propre[32]
	$(q_t-\sigma'_{v0})/\sigma'_{v0}$	Argile[33]
	$1.7q_t/(0.7+\sigma'_{v0})$	Sable[29]
Résistance de pointe	$q_t/(\sigma'_{v0})^{0.72}$	Sable[30]
	$q_t \cdot (P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$	Sable[34]
	$1.8q_t/(0.8+\sigma'_{v0})$	Sable[35]
	$(q_t-\sigma'_{v0})/(\sigma'_{v0})^c$	c=0,1 doux/lâche c=0,75 moyen c=0,55 dense c=0,35 dense/OC c=0,15 très dense/très OC [36]
	$q_t/(\sigma'_{v0})^n$	n=0,5 sable n=0,75 sable limoneux [26]
	$(q_t-\sigma'_{v0})/\sigma'_{v0}$	FC>35[26]
Rapport de frottement $F_R=f_s/q_t \cdot 100$	$\frac{f_s}{q_t} \frac{1}{(\sigma'_{v0})^{(1-n)}} 100$	n : est un exposant dépendant du type de sol selon qc1 dans l'essai CPT.[32]

Le paramètre $(N_1)_{60cs}$ correspond au nombre de coups normalisé par rapport à l'énergie et le pourcentage des fines. La correction pour les fines peut être estimée [37].

$$(N_1)_{60cs} = K_s \times (N_1)_{60}$$

III.11

$$K_s = 1 + \left[\left(\frac{0.75}{30} \right) \times (FC - 5) \right] \quad \text{III.12}$$

L'équation (III.11) est seulement valable pour $(N1)_{60} < 30$. Indiquent que cette équation n'est pas applicable pour $(N1)_{60}$ inférieur à 3, mais on admet en général que la courbe définie par l'équation (III.11) soit étendue jusqu'à un CRR minimal de 0,05. Ils ont montré également l'importance de considérer l'effet du pourcentage des fines et de la plasticité du sol. D'autres facteurs, en outre les caractéristiques des grains s'ajoutent pour affecter les résultats du SPT. En résumé, les éléments, pour citer les plus importants à considérer sont : correction du taux d'énergie livrée par la chute du mouton (en général un rapport d'énergie de 60% est considéré comme une valeur de référence), la contrainte de sols sus-jacents, le diamètre du forage, la longueur de train de tiges etc.

Le calcul de $(N1)_{60}$, après avoir introduit les corrections mentionnées ci-dessus :

$$(N1)_{60} = N_m \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad \text{III.13}$$

Où :

N_m : est la résistance à la pénétration par mesure standard ;

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

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

C_B : est la correction du diamètre du forage ;

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

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

Le tableau (III.4) résume le calcul de ces facteurs de corrections. On mentionne trois facteurs importants, le facteur d'échelle K_m , le facteur de correction pour de grandes pressions de surcharge k_σ et le facteur K_α pour tenir en compte des contraintes de cisaillement importantes dues aux inclinaisons du sol. En 1982, Seed et Idriss ont proposé l'équation suivante pour le calcul de K_m [2]:

$$K_m = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad \text{III.14}$$

Tableau III-4 Facteurs de correction pour l'essai SPT [38]

Facteur	Equipement variable	Notation	Correction
Contrainte de sols sus-jacents		C_N	$(Pa / \sigma'_{v0})^{0.5}$ où $C_N \leq 2$ et $P_a = 100 \text{ Kpa}$
Rapport d'énergie	-Mouton en Donut - Mouton de sécurité -Mouton automatique	$C_E = ER/60\%$	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	-65mm à 115mm -150mm -200mm	C_B	1,00 1,05 1,15
Longueur du train de tiges	3m à 4m 4m à 6m 6m à 10m 10m à 30m	C_R	0,75 0,85 0,95 1,00
Méthode du carottage	-Carottage standard -Carottage sans Revêtement	C_S	1,00 1,1 à 1,3
Dimension des Particules	Taille de grain de sable mm(D_{50})	C_P	$60 + 25 \times \log D_{50}$
Vieillessement	Temps (t) en années depuis déposition	C_A	$1,2 + 0,05 \times \log(t/100)$
Sur consolidation	OCR	C_{OCR}	$OCR^{0.2}$

D'où l'expression finale de CRR utilisée dans le calcul est :

$$CRR = CRR_{7.5} \times K_m \times K_\sigma \times K_\alpha$$

III.15

Le tableau III-5 présente les différentes valeurs de K_m proposées par plusieurs auteurs.

Tableau III-5 Différentes valeurs de K_m selon plusieurs auteurs.

K_m selon différents auteurs			
Echelle de séisme (M)	Seed et Idriss (1982)	Idris (1995)	Ambraseys(1988)
5,5	1,43	2,20	2,86
6	1,32	1,76	2,20
6,5	1,19	1,44	1,69
7	1,08	1,19	1,30
7,5	1,00	1,00	1,00
8	0,94	0,84	0,67
8,5	0,89	0,72	0,44

Pour la détermination de K_σ , Hynes et Olsen proposent en 1999 l'équation suivante :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa} \right)^{f-1} \quad \text{III.16}$$

Où

σ'_{v0} : est la contrainte verticale initiale effective

Pa : est une pression de référence, (Pa=1atm= 100 kPa)

f : est un exposant dépendant de la densité relative du sol, tel que :

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

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

(Recommandations adoptées par le comité NCEER).

Sur les figures (III.4(a) et III.4(b)) présentées, ci-dessous quelques bases de données pour la détermination de k_σ pour la pratique des ingénieurs.

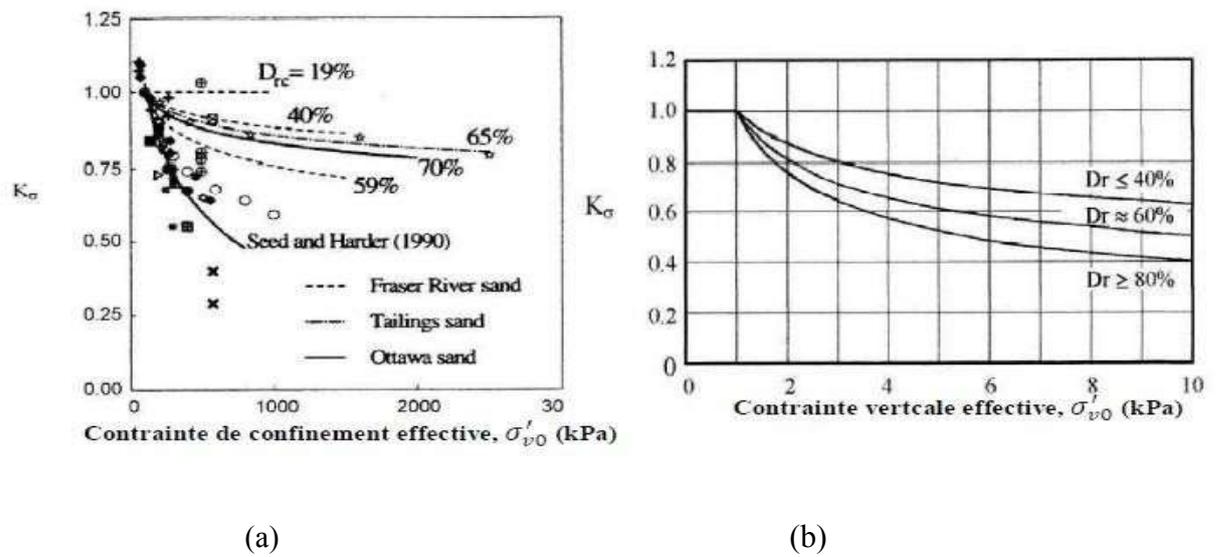


Figure III-3 (a) et (b) quelques bases de données pour la détermination de k_σ pour la pratique des ingénieurs.

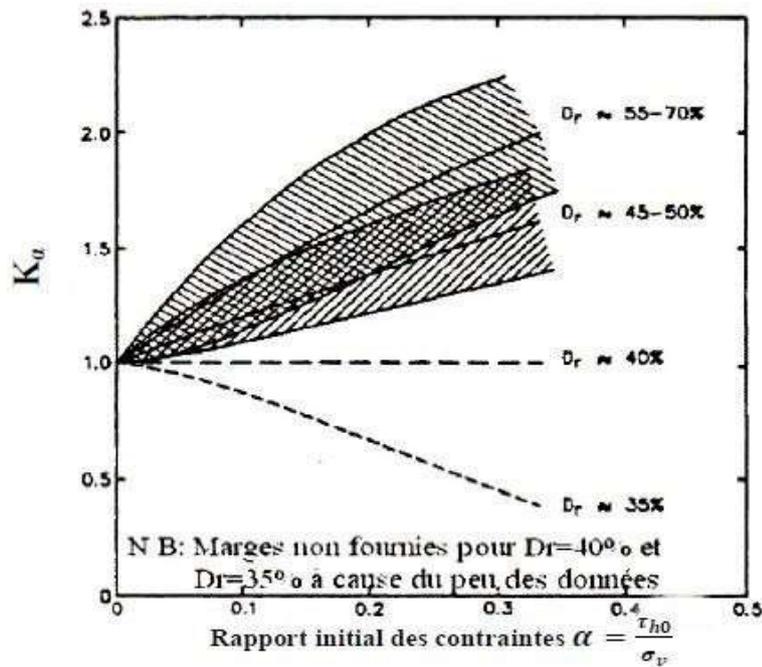


Figure III-4 Courbe donnant le coefficient K_a en fonction du rapport initial des contraintes.

[22]

Enfin, pour déterminer la résistance à la pénétration équivalente d'un sable propre, Idriss et Seed proposent les équations suivant :

$$(N_1)_{60cs} = a + b \times (N_1)_{60} \tag{III.17}$$

$(N_1)_{60cs}$ est la résistance équivalente au sable propre.

Où : a et b sont des coefficients qui sont déterminés à partir des conditions suivantes :

- | | | | |
|---|----|-----------------------------|------------------|
| a = 0 | et | b = 1,0 | si FC ≤ 5% |
| a = exp [1.76 – (190 / FC ²)] | et | b = [0.99 + (FC1.5 / 1000)] | si 5% < FC < 35% |
| a = 5 | et | b = 1,2 | si FC ≥ 35% |

III-2-2-1-1-2- Méthode d’Andrus et al (2004)

Andrus et Al ont proposé l’équation suivant pour le CRR, par l’utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de $(N_1)_{60cs}$ (figure III.6) :

$$CRR_{7.5} = 0.017[(N_1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 87.8[(N_1)_{60cs}]^{0.253}} - \frac{1}{215} \right] \tag{III.18}$$

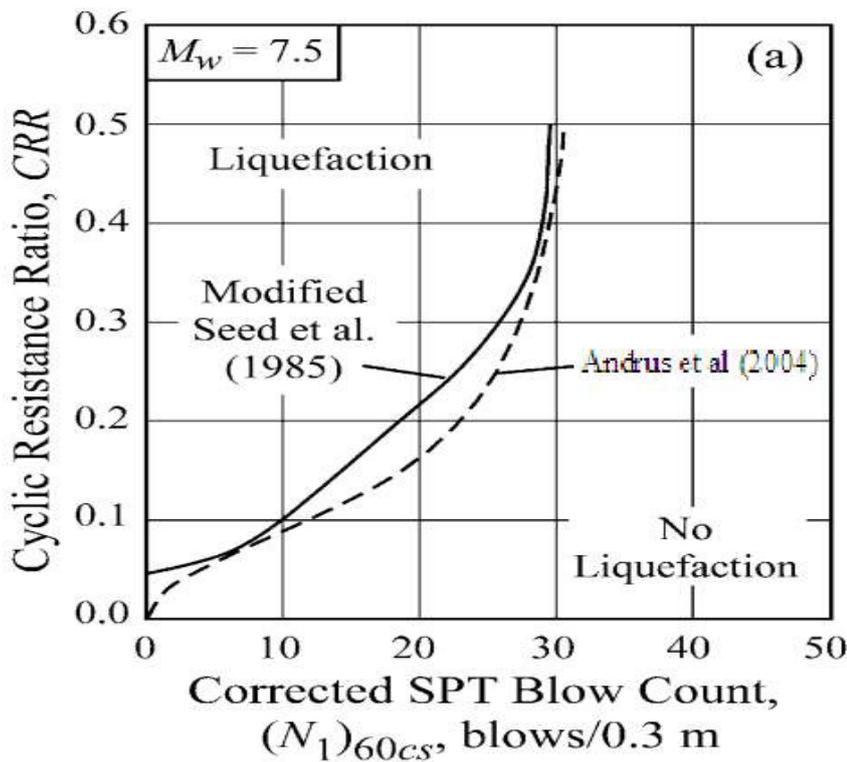


Figure III-5-Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$

[39]

III-2-2-1-1-3- Méthode d’Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger ont recommandé l’équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (figure III.7), pour un sol non cohésion avec n’importe quel contenu de particules fines (FC) :

$$CRR_{7.5} = EXP \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad \text{III.19}$$

Avec :

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + EXP \left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left(\frac{15.7}{FC+0.1} \right)^2 \right) \quad \text{III.20}$$

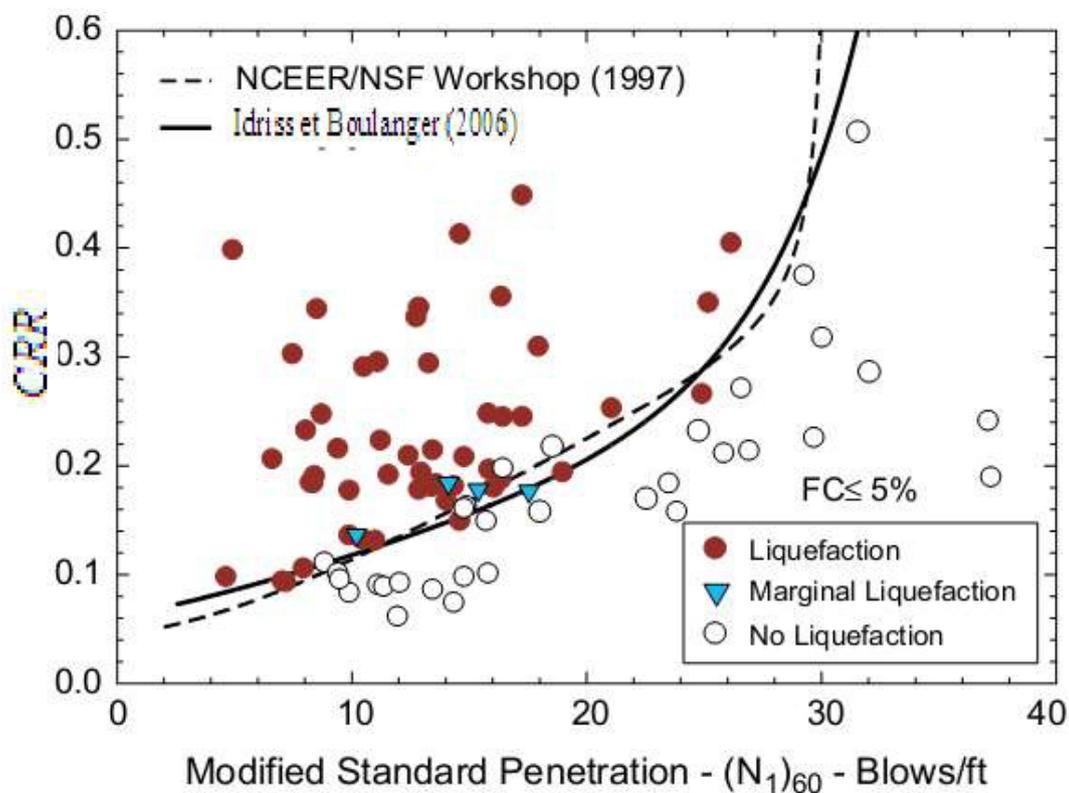


Figure III-6 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w=7.5$

[40]

III-2-2-2- Évaluation de la liquéfaction par les méthodes de l’essai CPT

La méthode de test CPT consiste à utiliser un équipement hydraulique pour enfoncer un cône normalisé dans le sol via un jeu de tiges. La résistance rencontrée pour pénétrer le sol à une vitesse contrôlée de deux centimètres par seconde est mesurée en continu. La force globale agissant sur le cône est appelée la résistance au cône et donne des indications sur la portance de votre sol. La force agissant sur les tiges de sondage détermine le frottement total.

Les mesures prises avec un cône électrique équipé d'un manchon de friction fournissent le frottement local du manchon (CPT-E).

Lorsque le niveau exact des eaux souterraines doit être contrôlé, un piézomètre peut être rapidement installé afin de recueillir des données sur la pression de l'eau. La capacité d'enfoncement du dispositif de pénétration est fournie par la masse du camion comprenant l'équipement hydraulique ou par des ancrages à vis, afin d'obtenir un contrepoids supplémentaire.

L'information recueillie est utilisée pour calculer les paramètres géotechniques suivants :

- l'angle de frottement effectif.
- la constante de compressibilité.
- la capacité portante.
- les risques de tassement d'une fondation.

Puisque l'essai CPT est plus fiable que le SPT, une méthode simplifiée basée sur l'approche par contraintes cycliques employant l'essai CPT a été développée. Comme cet essai ne permet pas de récupérer des échantillons de sol, on ne peut pas apprécier le type de sol et le pourcentage des fines [41].

III-2-2-2-1- Méthode d'Andrus et al (2004)

La relation de CRR proposée par Andrus et Al à utiliser la courbe de figure III.8 :

$$CRR_{7.5} = 0.0086(q_{c1N,cs})^{0.462} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 62.6(q_{c1N,cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \quad \text{III.21}$$

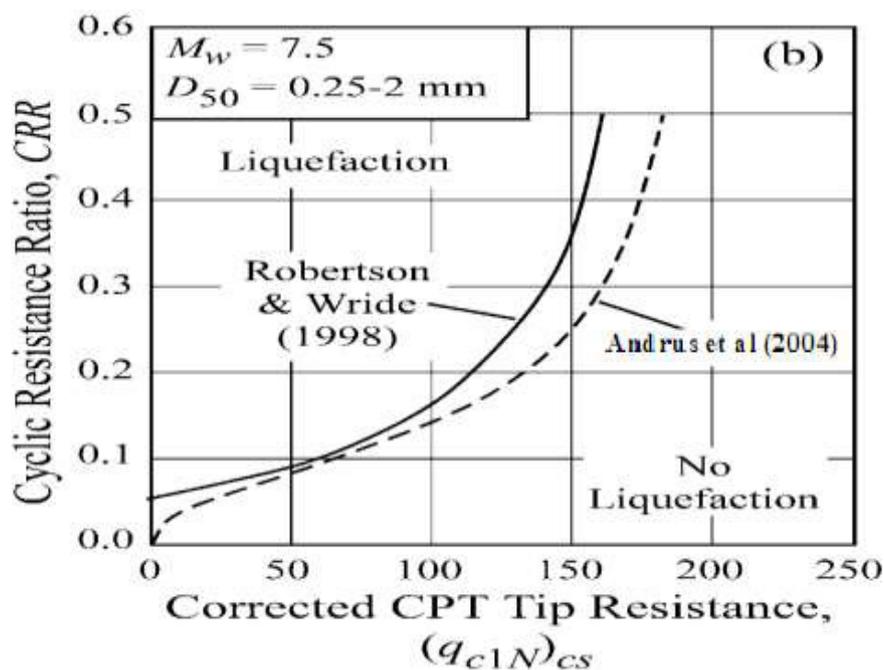


Figure III-7- Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur qc1N,cs pour Mw=7.5[20]

III-2-2-2- Méthode Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de CPT (figure III.9) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{q_{c1N}}{542} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad \text{III.22}$$

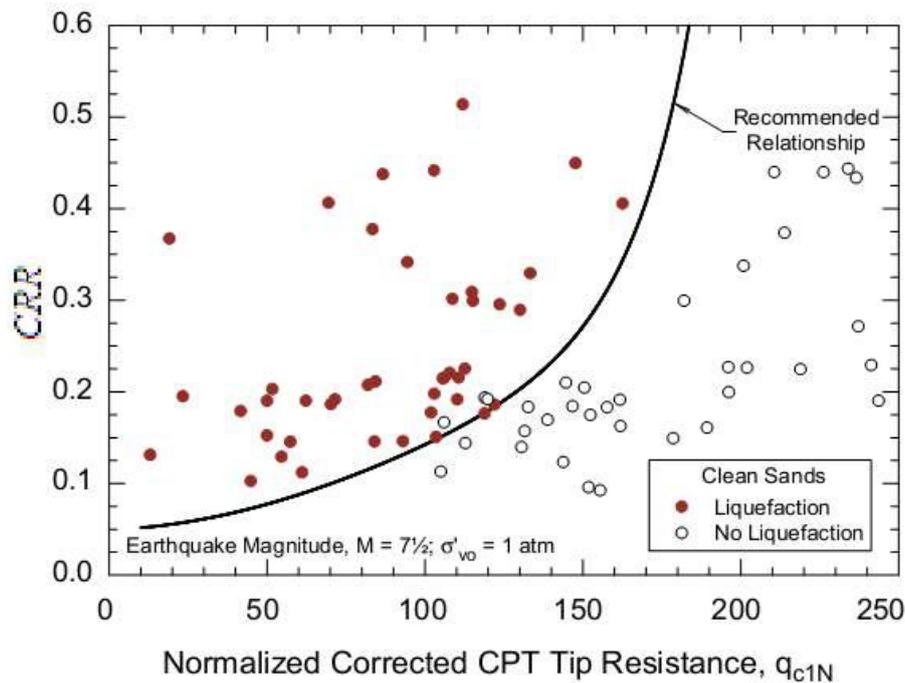


Figure III-8 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$ [40]

III-2-2-2-3- Méthode de Robertson et Wride (1998)

La détermination du rapport de la résistance du sol au chargement cyclique CRR selon Robertson et Wride a été effectuée à partir des essais in situ comme le CPT et des résultats d'essais triaxiaux cycliques, de torsions cycliques et d'autres qui figurent dans la littérature afin de mettre en place une méthode rigoureuse et facile à utiliser par les ingénieurs. Les résultats de ces essais ont confirmé que CRR est principalement influencé par l'état du sol (c.à.d. son indice des vides e , la pression de confinement effective p' et la structure du sol) et l'intensité et la durée du chargement cyclique (c.à.d. la contrainte de cisaillement cyclique τ_{cyc} , le nombre de cycles N).

Ces essais ont montré également que l'indice qui influe le plus CRR est l'indice de plasticité des fines contenues dans le sable [41], CRR semble croître avec cet indice [42].

Dans certaines conditions, il était utile de vérifier le critère chinois qui suppose que le potentiel de liquéfaction cyclique dans les limons et les argiles est contrôlé par la dimension des particules du sol, par la limite de liquidité et par la teneur en eau [43].

L'interprétation de ce critère a été faite par [34] sous forme d'un schéma qui propose que quand un sol a une limite de liquidité inférieure à 35% avec une teneur en eau supérieure à 90% de w_L , il n'est pas évident de juger si le sol liquéfiera ou non et qu'il est important que le sol soit testé pour mieux comprendre sa réponse sous un chargement cyclique en non drainé .

A cause des difficultés et de la mauvaise reproductibilité associée avec les essais SPT, 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 [44],[36],[39],[42] La résistance de pointe q_c est corrigée par rapport à la pression de surcharge et sa valeur normalisée est donnée par l'équation (III.23) :

$$q_{c1N} = \left[\frac{q_c}{p_{a2}} \right] \times C_Q \quad \text{III.23}$$

Où q_c est la résistance de pointe et C_Q est un facteur de correction pour la contrainte de surcharge.

$$C_Q = \left[\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n \quad \text{III.24}$$

Où σ'_{v0} est la contrainte verticale initiale effective.

$P_a=100$ kpa si σ'_{v0} est en kpa et $P_{a2} = 0,1$ Mpa si q_c est en Mpa. L'exposant n varie de 0,5 pour le sable propre et jusqu'à 1 pour l'argile. En général, C_Q ne doit pas dépasser 1,7 pour de faibles profondeurs.

Une grande attention doit être faite lors de l'exploitation des résultats du CPT puisque la plupart des méthodes développées ont été basées sur les conditions suivantes : âge holocène, dépôts de sable propre, des séismes dont le moment est de l'ordre de 7,5 et des profondeurs de 1 à 15 m (84% des profondeurs sont < 10 m).

Robertson et Wride (1995) ont proposé une approche qui était modifiée en 1998, pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction basée sur les résultats des essais CPT. Cette méthode propose le calcul de la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre $(q_{c1N})_{cs}$ à partir de l'équation suivante :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \times q_{c1N} \quad \text{III.25}$$

Où K_c est un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol. Comme le type du sol étudié joue un rôle important dans l'évaluation du CRR, certains nombres de travaux ont porté sur cet aspect [40],[36],[45],[43].

Les résultats obtenus ont permis la définition d'un indice I_c du comportement de sol. Suivant la valeur d' I_c , on peut déterminer globalement le comportement du sol concerné (tableau III-6).

$$I_c = \left[(3.47 - \log(q_{c1N}))^2 + (\log(F) + 1.22)^2 \right]^{0.5} \quad \text{III.26}$$

Ou :

$$F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right] \times 100\% \quad \text{III.27}$$

Tableau III-6- Indice I_c et type de comportement de sol.

I_c	Zone	Type de comportement du sol
$I_c < 1.31$	7	Sable gravier à sable dense
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Sable propre à sable silteux
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Sable mélangé
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mélange de silt : argile-silt
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Argile silteuse à pure argile
$I_c > 3.60$	2	Sol organique

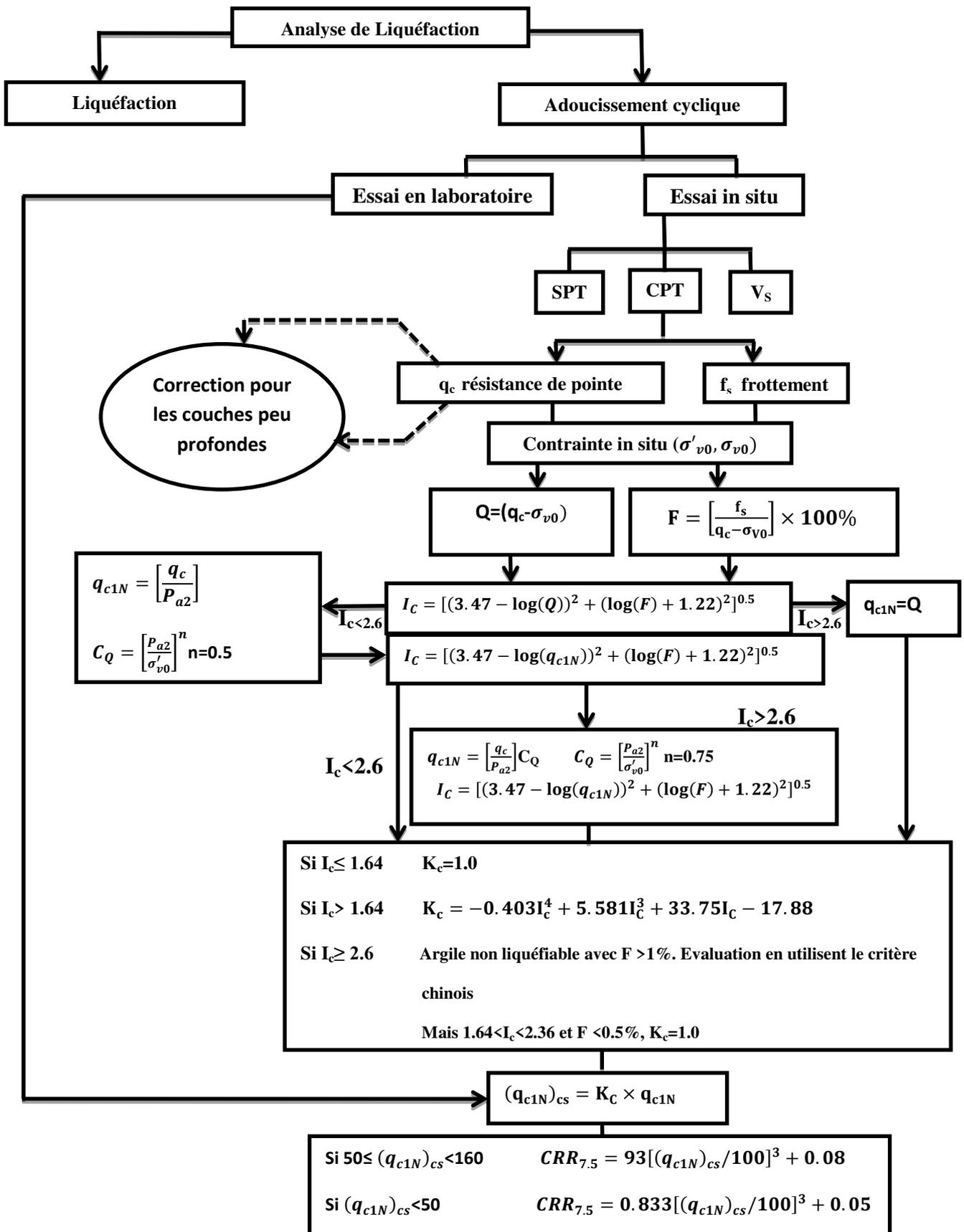


Figure III-9 Organigramme illustrant l'application de la méthode intégrale de CPT pour l'évaluation du CRR dans les sols sableux [24].

En 1998, Robertson et Al. ont proposé une relation entre I_c et le pourcentage des fines apparents FC (%). Cette corrélation est approximative car le CPT répond à d'autres facteurs affectant le comportement du sol comme la plasticité du sol, la minéralogie, la sensibilité et l'histoire des contraintes. Mais pour les petits projets, ces corrélations sont très utiles. Cette relation est donnée en fonction de I_c :

$$\begin{aligned} \text{Si } I_c < 1,26 & \quad FC (\%) = 0 \\ \text{Si } 1,26 \leq I_c \leq 3,5 & \quad FC (\%) = 1,75 \times I D 3.25 - 3,7 \quad \text{III.28} \\ \text{Si } I_c > 3,5 & \quad FC (\%) = 100 \end{aligned}$$

De plus, on a montré que pour le même RCR, la résistance à la pénétration par SPT ou bien par CPT est plus petite dans le sable silteux due à la compressibilité importante et à la faible perméabilité de ce sol.

III-2-2-2-4- Méthode Chinoise

Cette méthode est basée sur une condition : si la résistance de pointe mesurée d'un CPT est inférieure à une valeur critique calculée, le sol ne se liquéfiera pas. Elle est traduite par l'expression :

$$q_c \leq q_{c,cr}$$

Où :

$q_{c,cr}$: est une valeur critique de la résistance de pointe, elle est calculée à partir de l'équation

$$q_{c,cr} = q_0 \times C_w \times C_u \times C_p \quad \text{III.29}$$

q_0 : est la résistance de pointe dépendante de l'échelle du séisme (tableau III-7).

Tableau III-7 Valeurs critiques de la résistance de pointe q_0 selon la méthode chinoise.

Echelle du séisme	M = 7,0	M = 8,0	M = 9,0
q_0	4,6~5,5	10,5 ~11,8	16,4~ 18,2

L'équation suppose que la nappe phréatique et la contrainte due aux sols sur jacents n'ont un effet qu'à partir de 2 m de profondeur.

$$C_w = 1 - 0.065(d_w - 2) \quad \text{III.29.a}$$

$$C_u = 1 - 0.05(d_u - 2) \quad \text{III.29.b}$$

Où d_w est le niveau d'eau et d_u est la profondeur du sol considéré.

Pour le calcul de C_p , on se réfère au tableau (III-8) :

Tableau III-8 Détermination de C_p selon le type de sol et son indice de plasticité.

Type de sol	Sable	Sable silteux	
Indice de plasticité, I_L	$I_L \leq 3$	$3 < I_L \leq 7$	$7 < I_L \leq 10$
C_p	1,0	0,6	0,8

Pour l'évaluation de l'intensité de la liquéfaction, on adopte l'équation suivante :

$$L_{LE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{q_{ci}}{q_{c,cri}} \right) \times d_i \times w_i \quad \text{III.30}$$

Ainsi, l'évaluation sera :

- Si $I_{LE} = 0$ Pas de liquéfaction
- Si $0 < I_{LE} < 5$ La liquéfaction est très improbable
- Si $5 < I_{LE} < 15$ La liquéfaction est probable
- Si $I_{LE} \geq 15$ La liquéfaction est presque certaine.

III-2-2-2-5- Méthode d'Olsen et al (1997)

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

$$CRR = 0.00128 \left[\frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}} \right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3 \quad \text{III.31}$$

Où :

q_d : La résistance de pointe exprimée en atm.

σ'_v : La contrainte effective exprimée en atm.

R_f : Un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme $R_f = 100 \left(\frac{f_s}{q_c} \right)$ [40]

III-2-2-3-Évaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement

Les mesures de V_s procurent une alternative prometteuse et/ou un supplément aux approches basées sur les essais de pénétration. L'utilisation de V_s comme un indice de résistance à la liquéfaction est basée sur le fait que la résistance d'un sol à la liquéfaction et V_s sont influencées par les mêmes facteurs : l'indice des vides, l'état de contraintes dans le sol, l'histoire des contraintes, la cimentation et l'âge géologique.

Normalement, la liquéfaction est un phénomène lié très étroitement à la génération de la pression interstitielle dans le sol.

Comme les sols avec un grand V_s ont en général une résistance au cisaillement importante on aurait pensé que la génération de la pression interstitielle le serait moins ; ils seraient donc moins liquéfiables.

Néanmoins, pour les sols cimentés, la liquéfaction peut avoir lieu de façon décalée (en plus grandes déformations). Ainsi, un sol avec une grande vitesse de cisaillement peut se liquéfier après la destruction de sa structure initiale liée à sa cimentation. In situ, V_s peut être mesurée par différentes techniques comme la technique d'analyse spectrale des ondes de surfaces (SASW), le pénétromètre dynamique (SCPT), le dilatomètre dynamique (SDMT), essai Down Hole, et (DHT), essai Cross Hole (CHT) et d'autre. Une synthèse de ces méthodes a été faite par [33].

III-2-2-3-1 Méthode d'Andrus et Stokoe (1997)

La relation de CRR est :

$$CRR_{7.5} = \frac{\tau_{ave}}{\sigma'_0} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left[\frac{1}{V^*_{s1} - V_{s1}} - \frac{1}{V^*_{s1}} \right] \quad \text{III.32}$$

V_s : Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement V_s , Robertson et al ont proposé la formule suivante :

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad \text{III.33}$$

Avec :

P_a : la pression atmosphérique ($P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ Kpa}$).

σ'_v : La contrainte effective verticale

a, b = paramètres d'ajustement de courbes ($a = 0,022$; $b = 2,8$).

V^*_{s1} = limite supérieure de V_{s1} pour que la liquéfaction se produise

$V^*_{s1} = 215 \text{ m/s}$	pour	$FC \leq 5\%$	
$V^*_{s1} = 215 - 0.5 (FC - 5) \text{ m/s}$	pour	$5\% < FC < 35\%$	III.34
$V^*_{s1} = 200 \text{ m/s}$	pour	$FC \geq 35\%$	[3].

III-2-2-3-2- Méthode d'Andrus et al (2004)

La figure III-13, présente la courbe de CRR en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement corrigé $(V_{s1})_{csal}$ montré par Andrus et Al et Stokoe(2000) . Cette courbe pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines.

$$CRR_{7.5} = 0.022 \left[\frac{(V_{s1})_{csal}}{100} \right]^2 + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (V_{s1})_{csal}} \right] - \frac{1}{215} \quad \text{III.35}$$

$(V_{s1})_{csal}$: vitesse d'onde de cisaillement corrigé donné comme suit:

$$(V_{s1})_{csal} = K_{a1} (V_{s1})_{cs} = K_{a1} K_{cs} V_{s1} \quad \text{III.36}$$

K_{cs} : Un facteur de correction de content des fines

K_{a1} : Un facteur d'âge à corriger pour les valeurs V_{s1} élevées provoquées par le vieillissement Andrus et Stokoe(2004), $K_{a1} = 1$ pour tous les sols d'Holocène-âge.

$$\begin{aligned}
 K_{CS} &= 1.0 && \text{pour } FC \leq 5\% \\
 K_{CS} &= 1 + (FC - 5) T && \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\
 K_{CS} &= 1 + 30T && \text{pour } FC > 35\%
 \end{aligned}
 \tag{III.37}$$

Avec :

$$T = 0.009 - 0.0109 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right) + 0.0038 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2
 \tag{III.38}$$

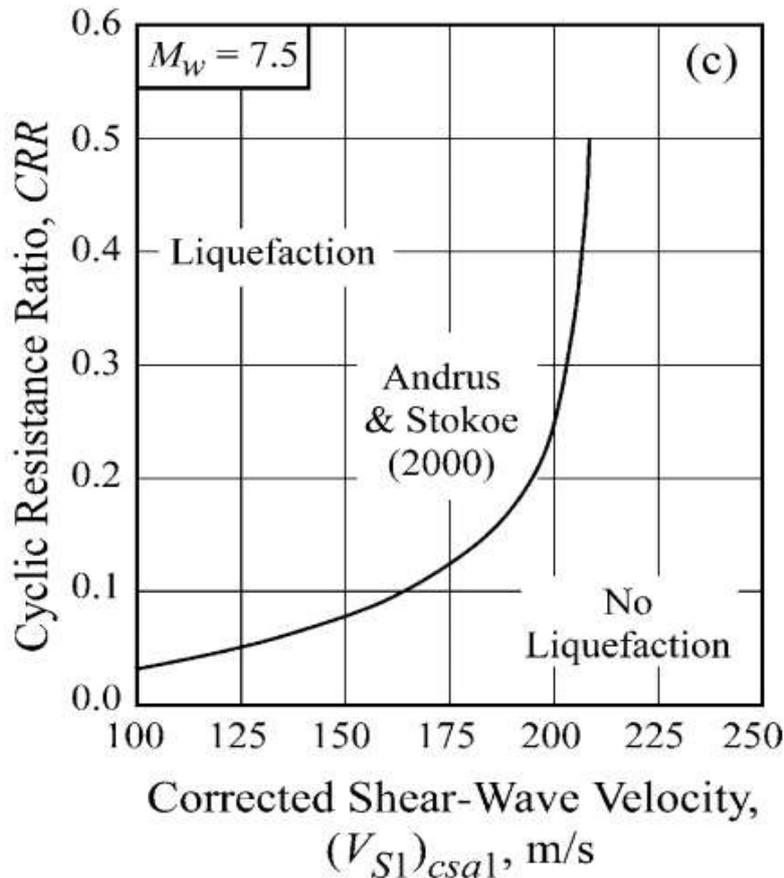


Figure III-10 Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur V_S pour $M_w=7.5$ [39]

III-2-2-4- Évaluation du CRR par l'essai de dilatomètre de Marchette (DMT)

L'essai DMT offre une autre alternative aux méthodes précédentes et qui commence à être d'usage fréquent. Cet essai consiste à introduire une lame dans le sol et puis à dilater une membrane dans la couche considérée par l'intermédiaire d'un gaz. Trois paramètres sont déduits de cet essai : I_D qui représente l'indice de matériau et est nécessaire pour la classification du sol E_D , le module de dilatomètre et K_D , l'indice de contrainte horizontale. Plusieurs chercheurs ont essayé d'établir une corrélation entre les résultats de l'essai au dilatomètre DMT et la résistance à la liquéfaction, mais ces corrélations restent valables seulement pour le sable.

III-2-2-4-1- Méthode de Monaco et al (2005)

Monaco et Al(2005) a proposé une nouvelle courbe de CRR basée sur une étude des corrélations entre la résistance de pointe (q_c) et la densité relative (Dr), entre le coup (N) et Dr , et entre l'indice de contrainte horizontale (K_D) et Dr . Leur modèle basé sur DMT est exprimé comme suit :

$$\mathbf{CRR}_{7.5} = \mathbf{0.0107K_D^3 - 0.074K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306} \quad \mathbf{III.39}$$

K_D : L'indice de contrainte horizontale.

III-2-2-4-2- Méthode de Grasso et Maugeri (2006)

Grasso et Maugeri en outre mis à jour le modèle CRR par Monaco et Al.(2005) en :

$$\mathbf{CRR}_{7.5} = \mathbf{0.0908K_D^3 - 1.0174 K_D^2 + 3.8466 K_D - 4.536} \quad \mathbf{III.40}$$

$$\mathbf{CRR}_{7.5} = \mathbf{0.0308e^{0.60554K_D}} \quad \mathbf{III.41}$$

$$\mathbf{CRR}_{7.5} = \mathbf{0.0111K_D^{2.5307}} \quad \mathbf{III.42}$$

K_D : L'indice de contrainte horizontale.

Équations. (III.40) - (III.42) ont été générées sur la base des corrélations, Dr - q_c (Bladi et Al, 1986), le Dr - q_c (Jamolkowski et Al, 1985) et le Dr - N (Gibbs et Holtz, 1957), respectivement. Notez que tous les existants DMT à base de méthodes d'évaluation de la CRR sont basées sur les corrélations entre q_c - Dr - K_D et la N - Dr - K_D .

III-2-2-4-3- Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009)

Une nouvelle courbe basée sur l'essai de DMT CRR- K_D (figure III.13) et CRR- E_D (Figure III.14) :

$$\mathbf{CRR}_{7.5} = \mathbf{\exp \left[\left(\frac{K_D}{8.8} \right)^3 - \left(\frac{K_D}{6.5} \right)^2 + \left(\frac{K_D}{2.5} \right) - 3.1 \right]} \quad \mathbf{III.43}$$

$$\mathbf{CRR}_{7.5} = \mathbf{\exp \left[\left(\frac{E_D}{49} \right)^3 - \left(\frac{E_D}{36.5} \right)^2 + \left(\frac{E_D}{23} \right) - 3.1 \right]} \quad \mathbf{III.44}$$

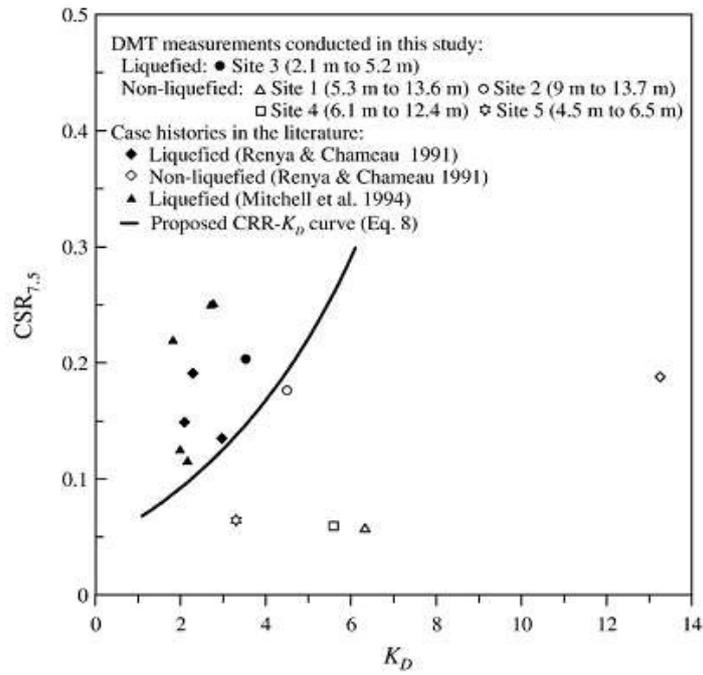


Figure III-11 CSR en fonction de K_D

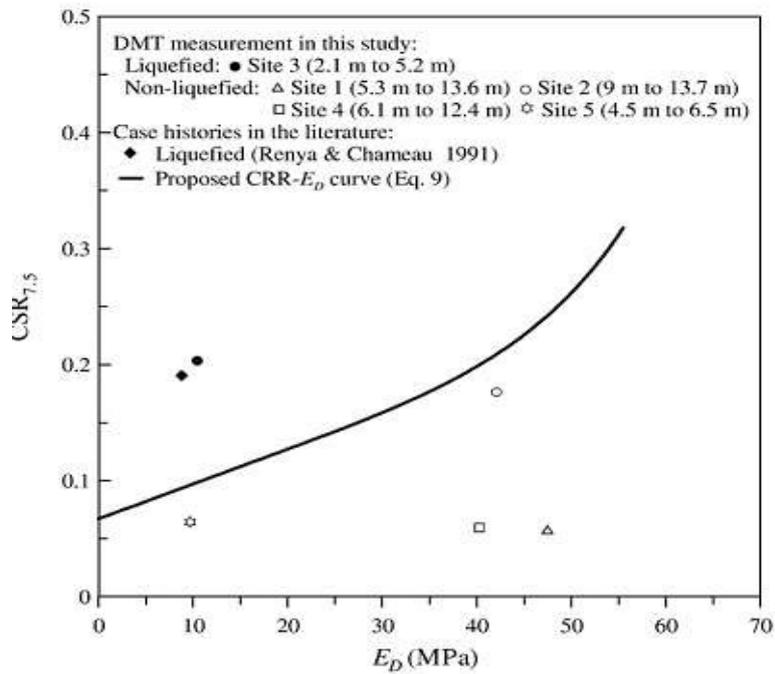


Figure III-12 CSR en fonction de K_D

III-2-3- Évaluation 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 :

$$F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

III.45

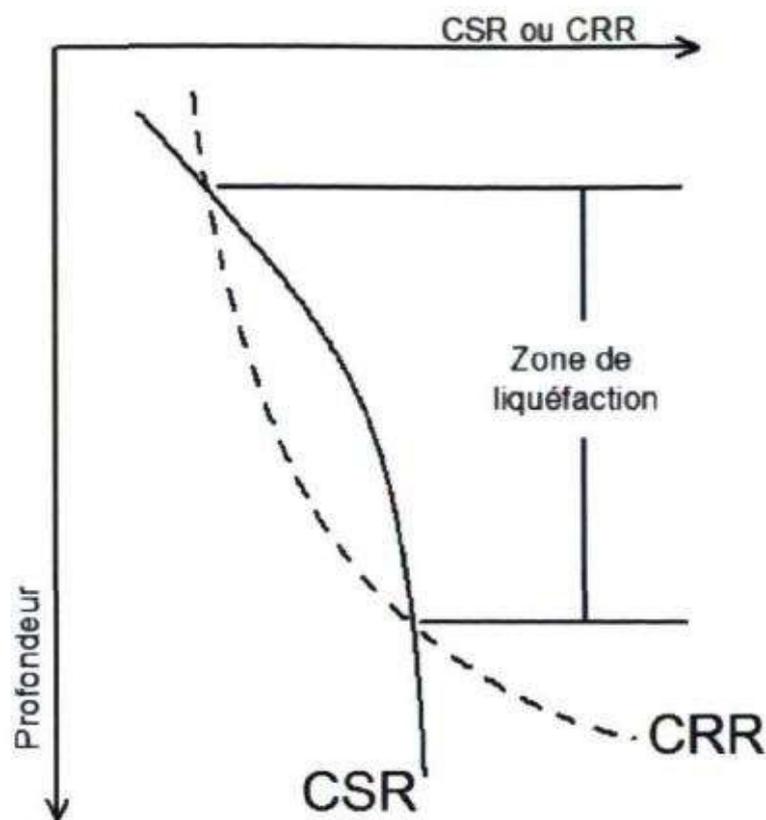


Figure III-13 Méthodologie d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

La liquéfaction peut se produire si $FS \leq 1.25$ (RPA), et aucune liquéfaction n'est prévue si $FS > 1.25$. 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 peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre, par exemple, si une couche inférieure se liquéfie, alors l'écoulement ascendant de l'eau pourrait induire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à 1 [17].

III-3 Conclusion

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 SPT et CPT. vu la disponibilité des données de l'essai SPT et CPT aux sites Jijel et Skikda .on c'est contenté d'évaluer le risque de liquéfaction par plusieurs méthodes. Ces résultats obtenus font l'objet de chapitre suivant.

Chapitre IV

Calculs et discussions des résultats

IV-1 Introduction

Le phénomène de la liquéfaction est un problème majeur c'est pourquoi plusieurs études ont été menées dans ce sens. Le phénomène de liquéfaction peut être évalué par plusieurs méthodes dynamiques ou approchées. Dans ce chapitre, nous avons optés pour les méthodes approchées pour évaluer le facteur de sécurité des sites situés à Jijel (la concession d'A.Q.S au port de Djendjen) et à la route côtière Skikda.

Vu le manque de données des essais CPT pour le site de Jijel, nous avons utilisé les méthodes approchées basées sur les mesures de l'essai SPT (Blake, 1999 ; Andrus et al, 2004 ; Idriss et Boulanger, 2006). Or, pour le site de Skikda (route côtière), nous avons utilisé les méthodes basées sur les mesures de l'essai CPT (Robertson et Wride, 1998 ; Andrus et Al, 2004).

IV-2 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai SPT

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

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

- a- Méthode de Blake (1999)
- b- Méthode d'Andrus et al (2004)
- c- Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

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

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

IV-2-1 Méthode de Blake(1999)

IV-2-1-1 Sondage (BH01) port de Djendjen

La formule de Blake est présentée par l'équation suivante :

$$\text{CRR}_{7.5} = \frac{a+cx+ex^2+gx^3}{1+bx+dx^2+fx^3+hx^4}$$

Où :

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

$$a=0.048$$

$$b= -0.1248$$

$c = -0,004721$

$d = 0,009578$

$e = 0,0006136$

$f = -0,0003285$

$g = -1,673 \text{ E-}05$

$h = 3,714 \text{ E-}06$

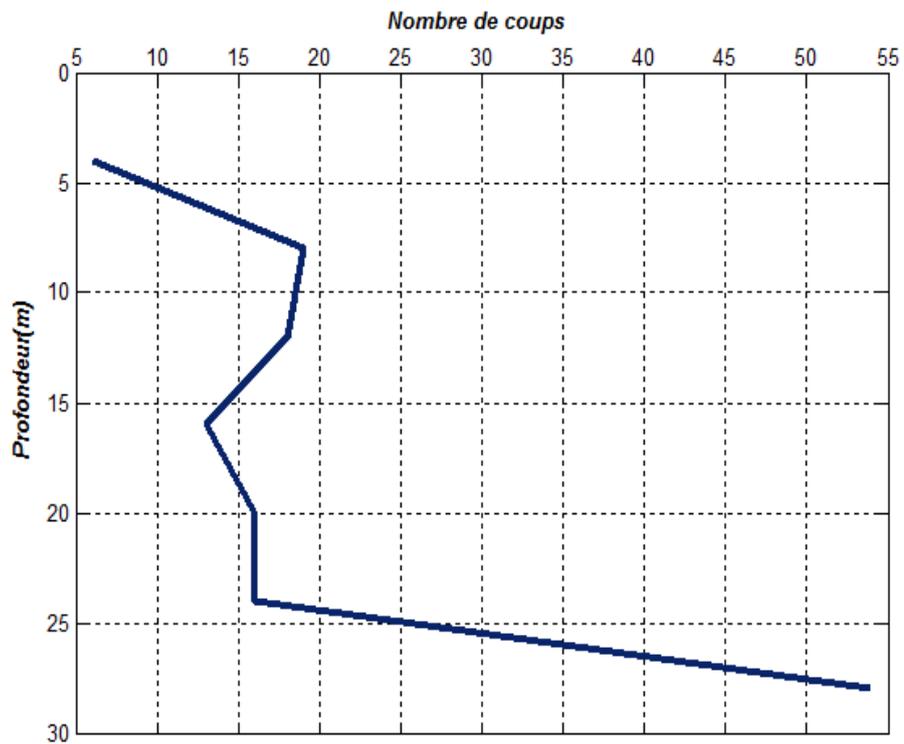


Figure IV-1 Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur.
(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

Tableau IV-1 Calcul de facteur de sécurité méthode Blake
(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

Z(m)	N(coups)	FC %	σ'_{v0} (KPa)	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR	CSR	F _s
4	6	14	66,4	7,36	9,02	0,155	0,157	0,98
8	19	14	96	19,39	23,75	0,383	0,216	1,77
12	18	14	124	16,16	19,80	0,295	0,228	1,29
16	13	14	152	10,54	12,91	0,185	0,220	0,85
20	16	14	220	11,92	14,60	0,202	0,195	1,03
24	16	14	256	10,00	12,25	0,158	0,159	0,99
28	54	14	292	31,60	38,71	1,113	0,154	7,23

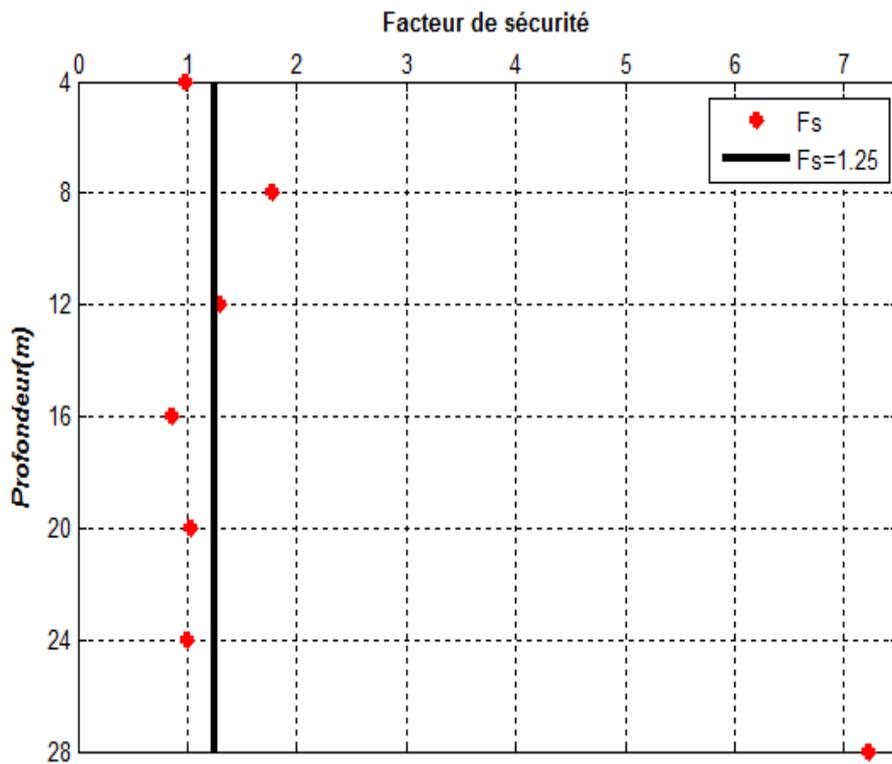


Figure IV-2 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur
(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

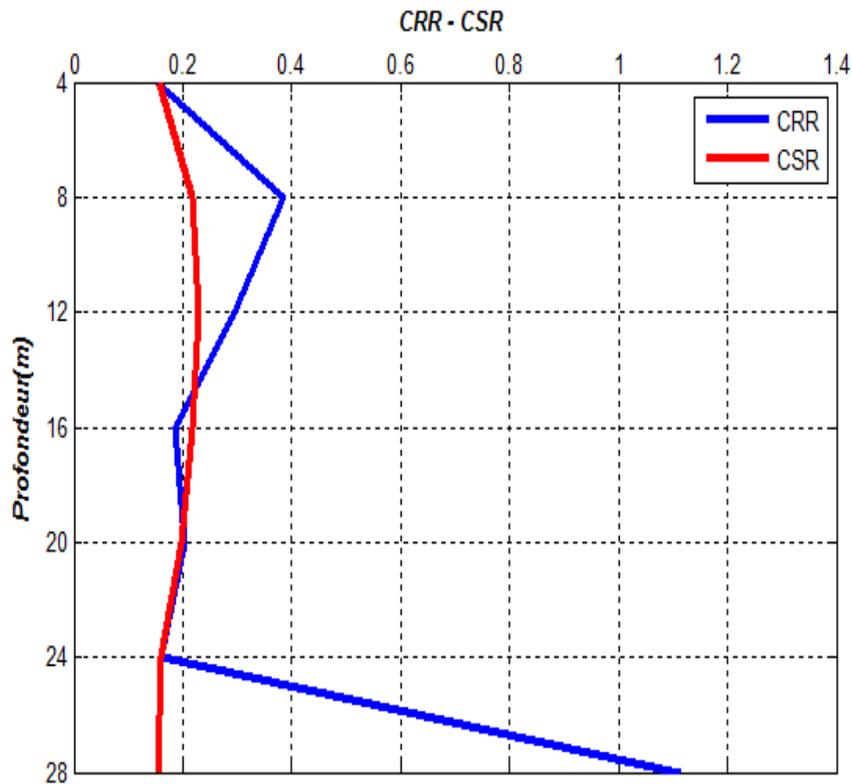


Figure IV-3 Variation des deux rapports CRR et CSR en fonction de la profondeur
(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

D'après la figure (IV-2) qui représente la variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur, FS est inférieur à 1.25 aux points 4m, 16m, 20m et 24 m ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Mais aux points (8m, 12m) le sol est susceptible à la liquéfaction, par contre à (28m) il n'y a pas de risque de liquéfaction.

IV-2-1-2 Sondage (BH03) port de Djendjen-Jijel

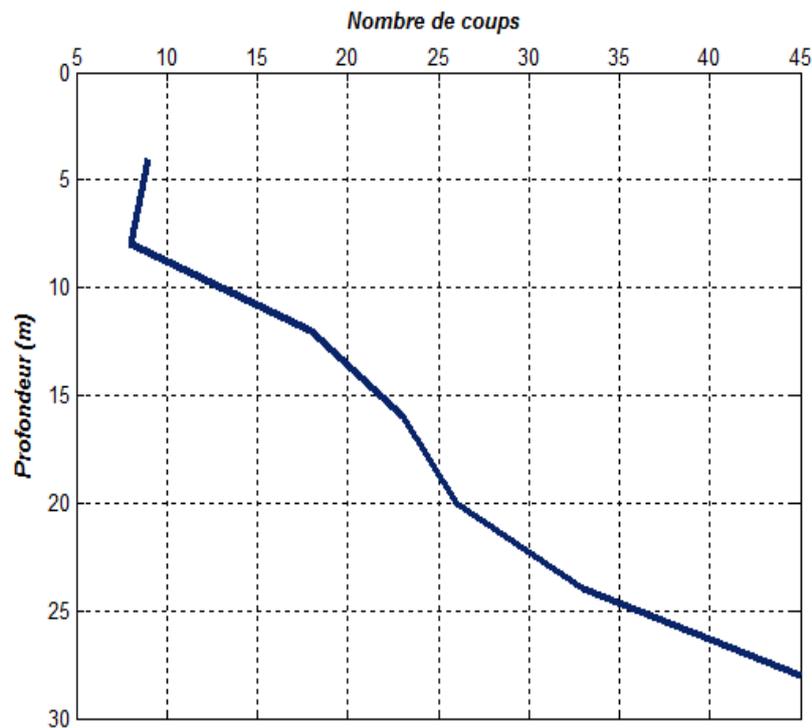


Figure IV-4 Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur.

(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

Tableau IV-2 Calcul de facteur de sécurité méthode Blake (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

Z(m)	N(coups)	FC%	σ'_{v0} (KPa)	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR	CSR	F _S
4	9	14	68	10,91	13,37	0,225	0,157	1,433
8	8	14	96	8,16	10,00	0,158	0,216	0,733
12	18	14	124	16,16	19,80	0,295	0,228	1,295
16	23	14	152	18,65	22,85	0,332	0,217	1,532
20	26	14	180	19,37	23,74	0,337	0,196	1,728
24	33	14	208	22,88	28,03	0,428	0,176	2,435
28	45	14	292	26,33	32,26	0,494	0,154	3,212

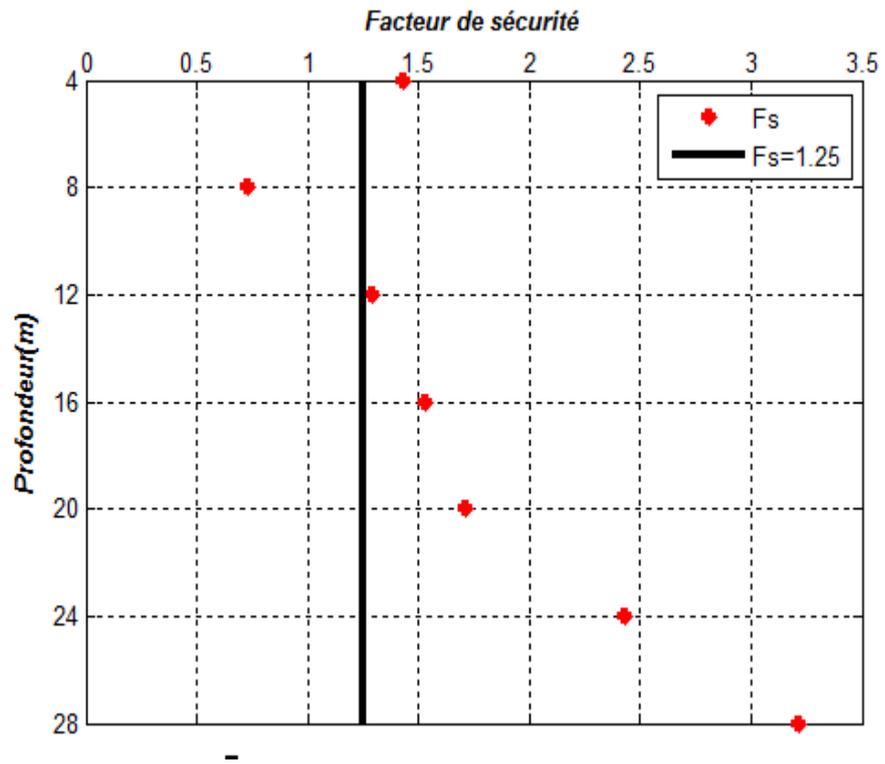


Figure IV-5 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur
(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

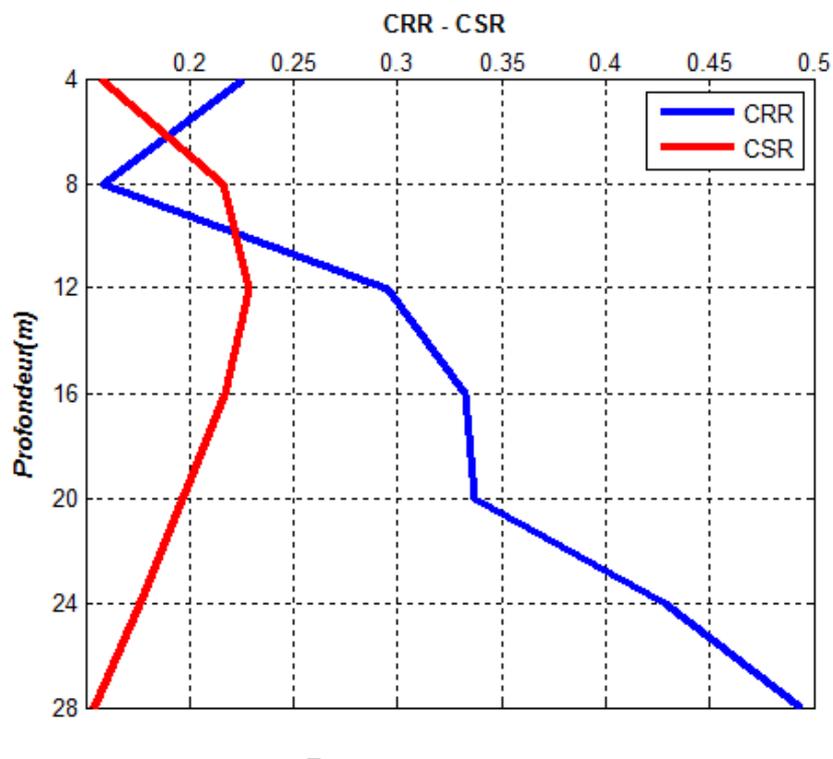


Figure IV-6 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur
(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

Pour le sondage (BH03) d’après la figure (IV-5), le facteur de sécurité est inférieur à 1.25 seulement au point de 8m, cela indique que le sol est liquéfiable à cette profondeur. Par contre le reste de profile du sol n’est pas susceptible à la liquéfaction.

IV-2-1-3 Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel

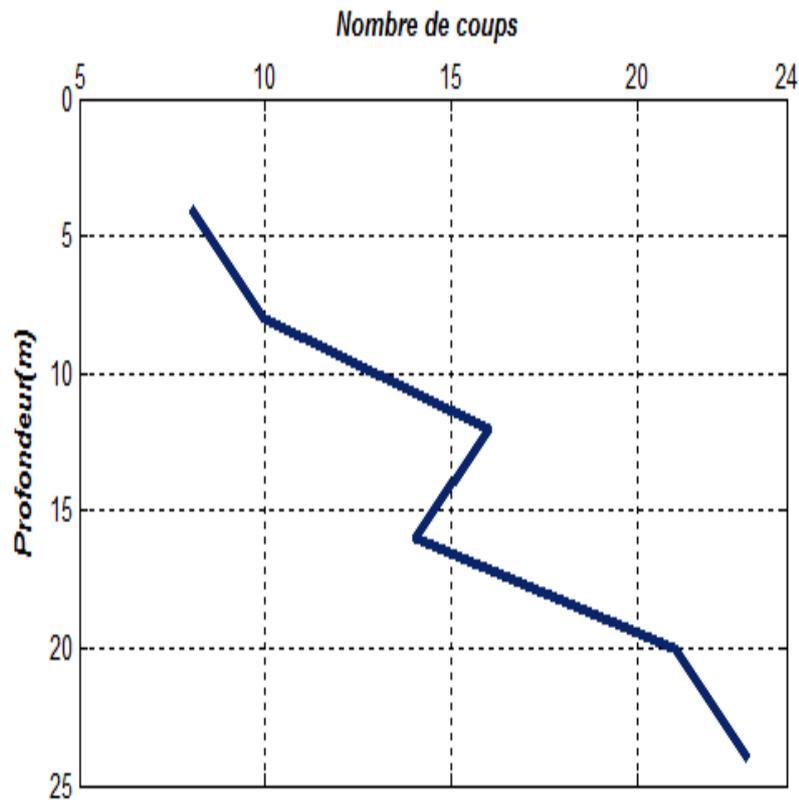


Figure IV-7 Profil de nombre de coups en fonction de la profondeur.

(Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)

Tableau IV-3 Calcul de facteur de sécurité méthode Blake (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

Z(m)	N(coups)	FC%	σ'_{v0} (KPa)	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR	CSR	F _s
4	8	14	68	9,70	11,88	0,200	0,157	1,275
8	10	14	96	10,20	12,50	0,196	0,216	0,908
12	16	14	124	14,36	17,60	0,262	0,228	1,150
16	14	14	152	11,35	13,91	0,200	0,217	0,922
20	21	14	180	15,65	19,17	0,265	0,196	1,351
24	23	14	208	15,94	19,53	0,262	0,176	1,493

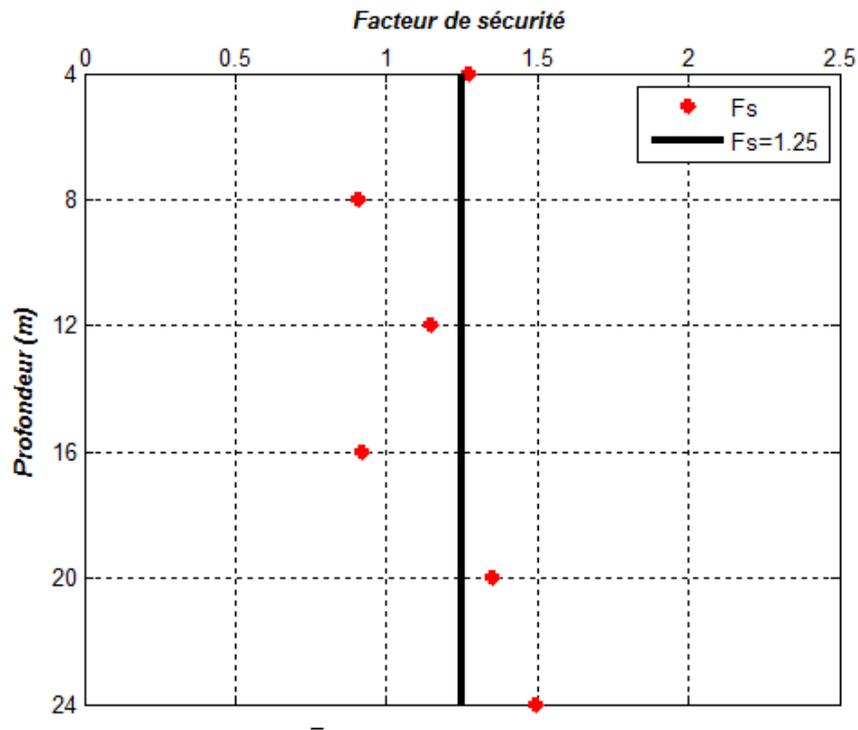


Figure IV-8 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur
(Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)

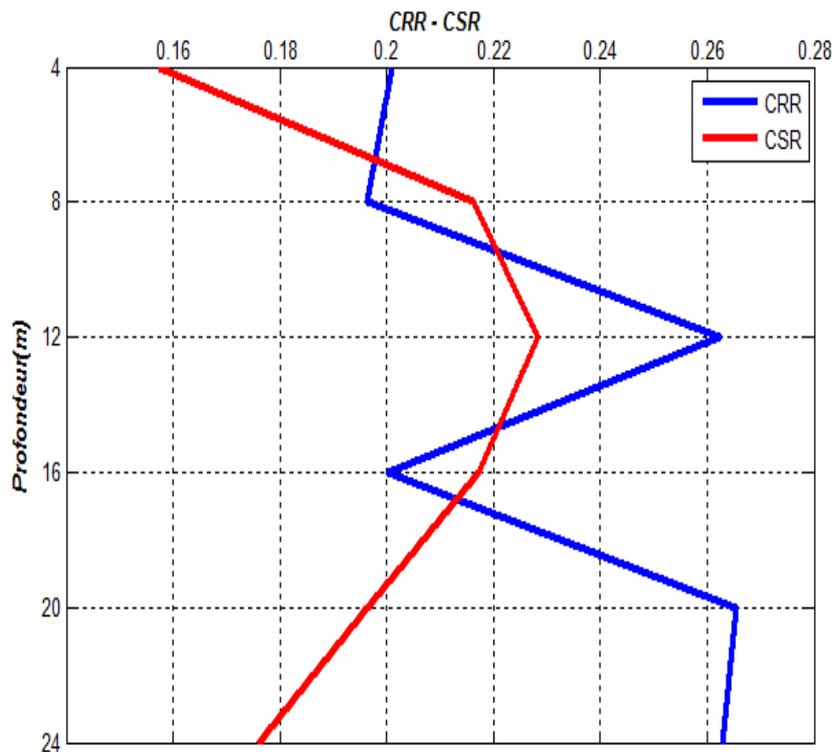


Figure IV-9 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur
(Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)

Suivant le tableau (IV-3), nous remarquons que la zone liquéfiable s'étend de la profondeur $z=8\text{m}$ jusqu'à 16m selon RPA. Ce qui est en concordance avec la figure (IV-9).

IV-2-2 Méthode d'Andrus et al (2004)

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

IV-2-2-1 Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel

Tableau IV-4 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

Z(m)	N(coups)	FC%	σ'_{v0} (KPa)	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR	CSR	F _s
4	6	14	66,4	7,36	9,02	0,151	0,157	0,96
8	19	14	96	19,39	23,75	0,333	0,216	1,54
12	18	14	124	16,16	19,80	0,244	0,228	1,07
16	13	14	152	10,54	12,91	0,160	0,220	0,78
20	16	14	180	11,92	14,60	0,170	0,195	0,86
24	16	14	256	10,00	12,25	0,139	0,159	0,87
28	54	14	292	31,60	38,71	1,031	0,154	6,69

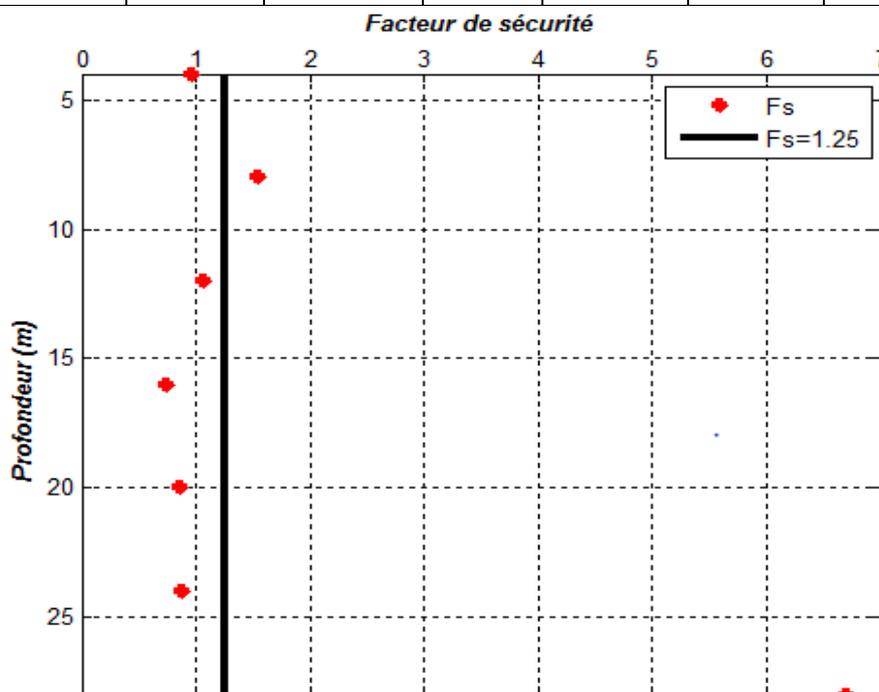


Figure IV-10 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

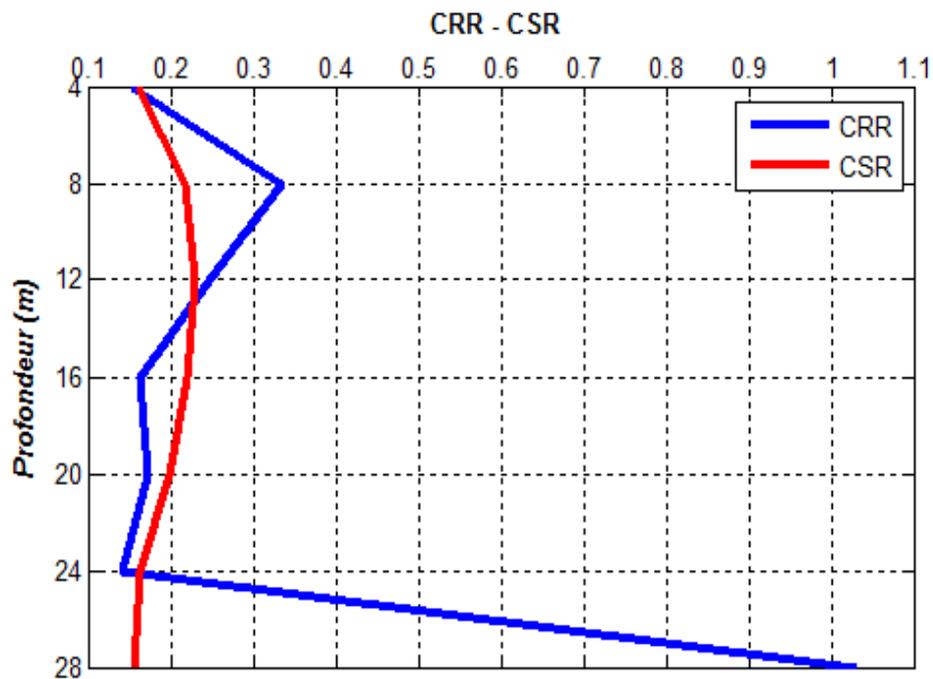


Figure IV-11 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

La figure (VI-10) montre que la zone est non liquéfiable d'après la méthode d'Andrus et al aux points ($z=8$ et 28m), mais hors ces profondeurs le sol est liquéfiable.

IV-2-2-2 Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel

Tableau IV-5 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

Z(m)	N(coups)	FC%	$\sigma'v_0(\text{KPa})$	$(N1)_{60}$	$(N1)_{60cs}$	CRR	CSR	F_s
4	9	14	68	10,91	13,37	0,193	0,157	1,22
8	8	14	96	8,16	10,00	0,149	0,216	0,69
12	18	14	124	16,16	19,81	0,244	0,228	1,07
16	23	14	152	18,65	22,85	0,285	0,217	1,31
20	26	14	180	19,38	23,74	0,293	0,194	1,49
24	33	14	208	22,88	28,03	0,433	0,174	2,46
28	45	14	292	26,33	32,26	1,03	0,154	6,69

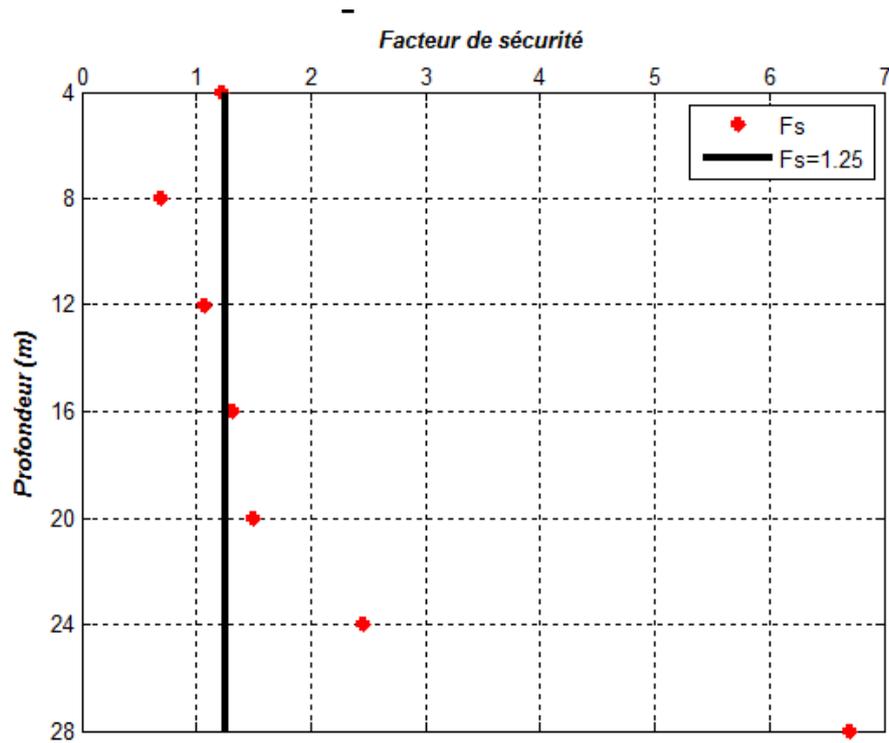


Figure IV-12 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

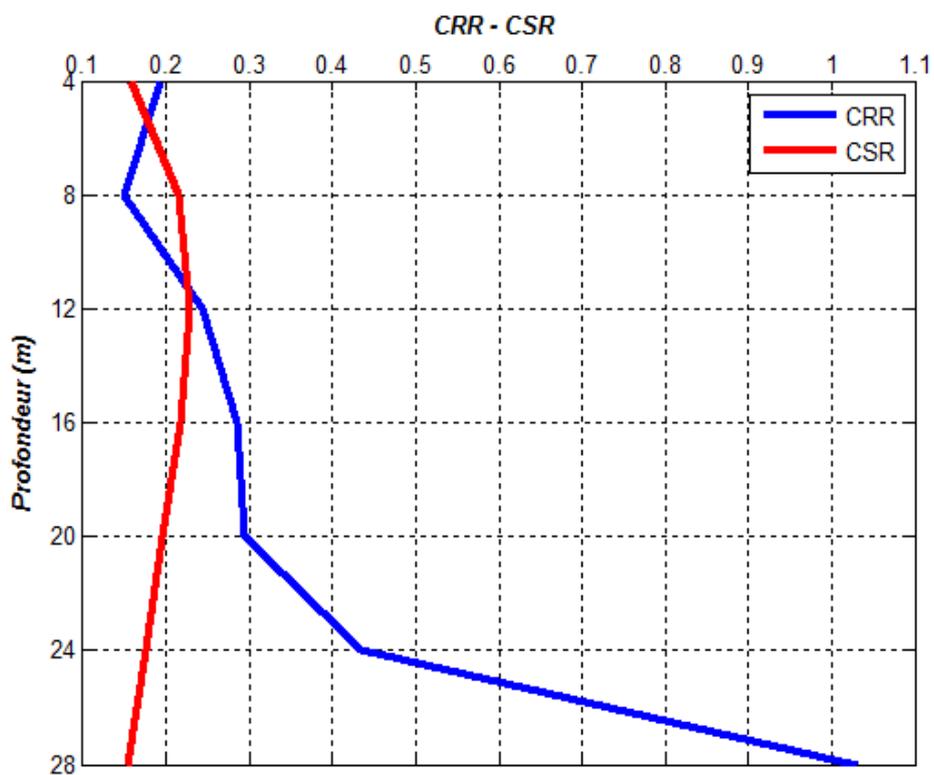


Figure IV-13 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

D'après le tableau (IV-5) la zone liquéfiable s'étend de $z=4\text{m}$ jusqu'à 12m selon RPA. Pour le reste du profil, le facteur de sécurité est de plus en plus grand ce qui signifie que le sol est non liquéfiable.

IV-2-2-3 Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel

Tableau IV-6 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Andrus et al (Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)

Z(m)	N(coups)	FC%	σ'_{v0} (KPa)	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR	CSR	F _s
4	8	14	68	9,70	11,88	0,179	0,157	1,13
8	10	14	96	10,20	12,50	0,173	0,216	0,80
12	16	14	124	14,36	17,60	0,215	0,228	0,94
16	14	14	152	11,36	13,91	0,169	0,217	0,78
20	21	14	180	15,62	19,17	0,217	0,196	1,10
24	23	14	208	15,94	19,53	0,216	0,176	1,23

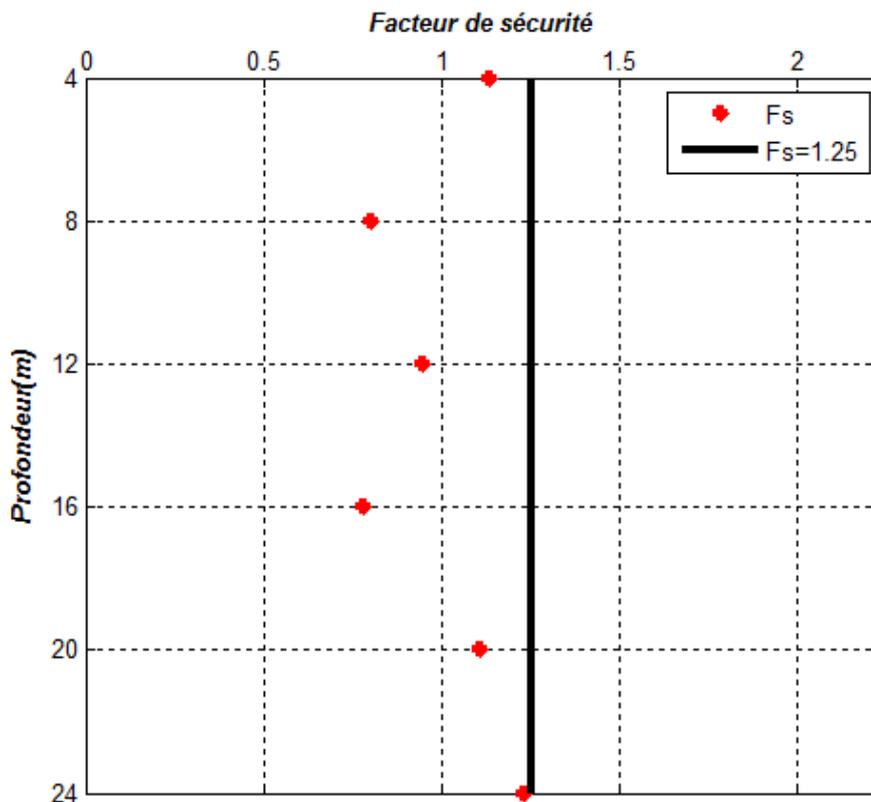


Figure IV-14 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)

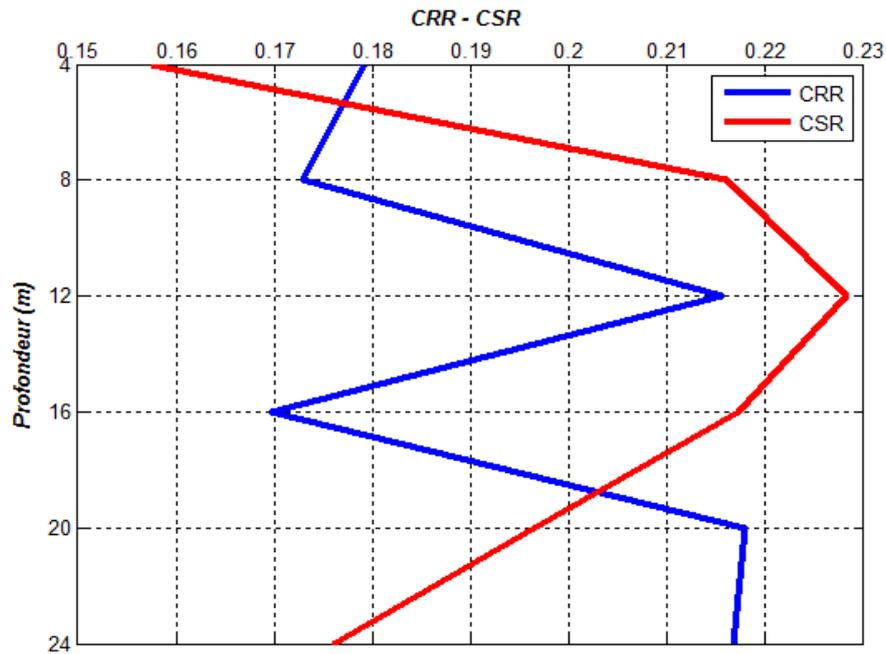


Figure IV-15 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel)

Selon le tableau IV-6 et la figure IV-14, tout le sol de profil est liquéfiable. Malgré que à la profondeur z=4m, z=20m et z=24m le CRR>CSR.

IV-2-3 Méthode d’Idriss et Boulanger (2006)

$$CRR_{7,5} = EXP \left[\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

IV-2-3-1 Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel

Tableau IV-7 Calcul de facteur de sécurité par la méthode d’Idriss et Boulanger (Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

Z(m)	N(coups)	FC %	σ'v0(KPa)	(N1)60	(N1)60cs	CRR	CSR	Fs
4	6	14	66,4	7,36	10,30	0,186	0,157	1,18
8	19	14	96	19,39	22,33	0,360	0,216	1,66
12	18	14	124	16,16	19,10	0,272	0,228	1,19
16	13	14	152	10,54	13,48	0,188	0,217	0,86
20	16	14	180	11,92	14,86	0,197	0,196	1,00
24	16	14	256	10,00	12,93	0,164	0,159	1,03
28	54	14	292	31,60	34,54	1,834	0,154	11,91

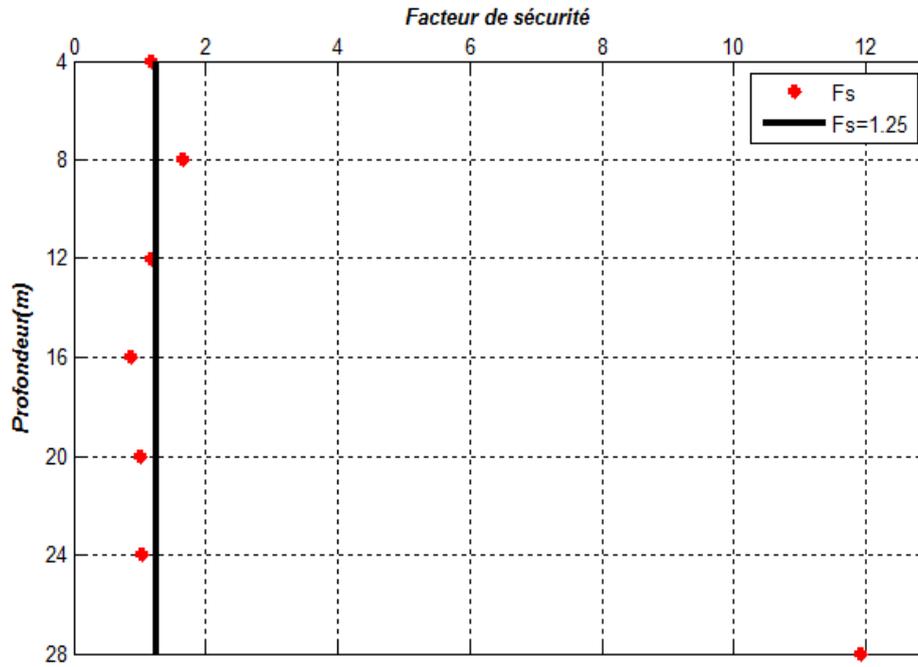


Figure IV-16 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur

(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

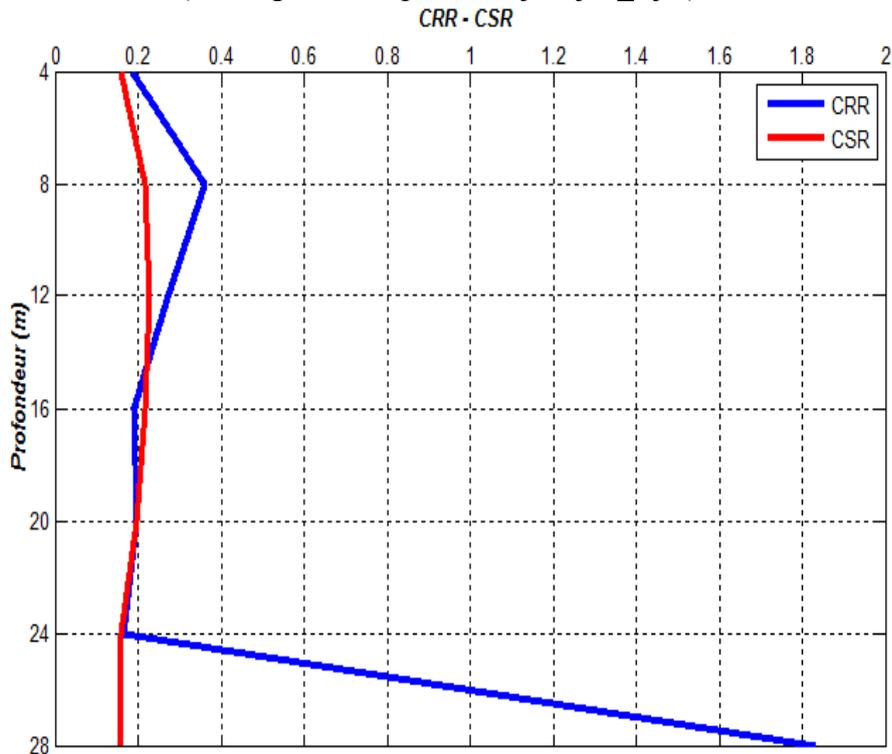


Figure IV-17 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur

(Sondage BH01 port de Djendjen_Jijel)

D'après la figure (IV-17) qui représente la variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur, nous remarquons que FS est inférieur à 1.25 aux points 4m et de 12 jusqu'à 24m, ce qui signifie qu'à ces profondeurs le sol est liquéfiable. Mais aux points z=8m le sol est susceptible à la liquéfaction. Mais à z= 28m il n'y a pas de risque de liquéfaction.

IV-2-3-2 Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel

Tableau IV-8 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

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

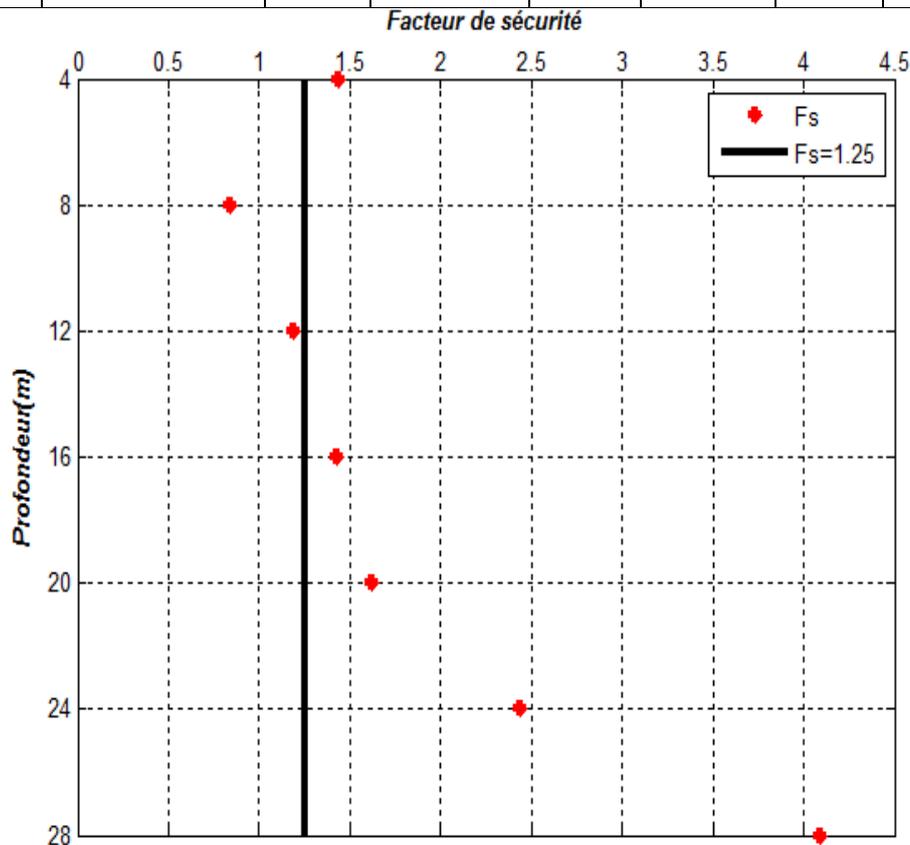


Figure IV-18 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur

(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

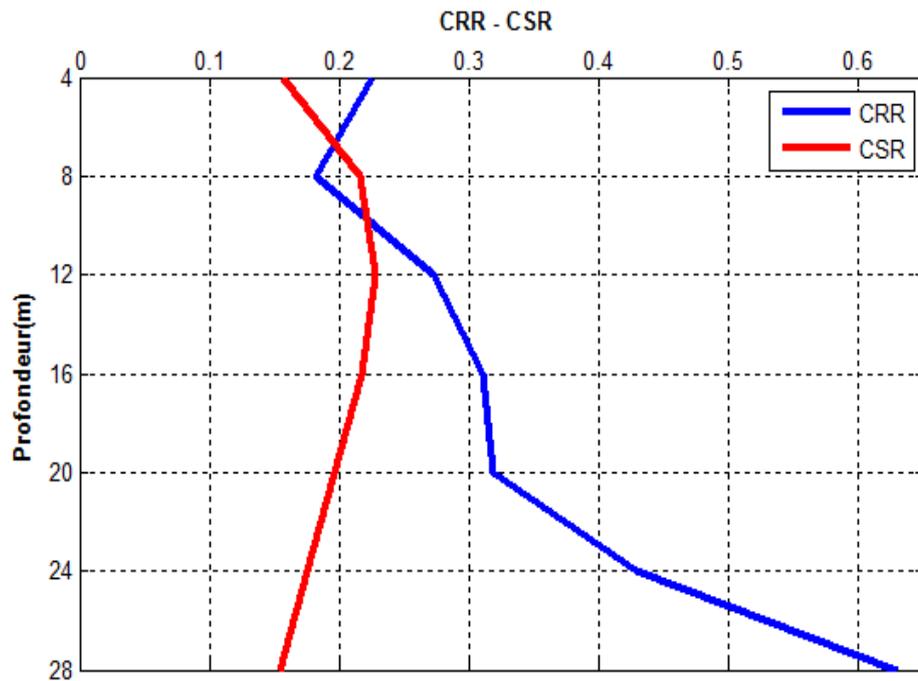


Figure IV-19 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

Pour le sondage (BH03), nous voyons que le facteur de sécurité est inférieur à 1.25 aux points $z=8\text{m}$ et $z=12\text{m}$, cela indique que le sol est liquéfiable à ces profondeurs. Par contre le reste du profil du sol n'est pas susceptible à la liquéfaction.

IV-2-3-3 Sondage BH05 port de Djendjen_Jijel

Tableau IV-9 Calcul de facteur de sécurité méthode d'Idriss et Boulanger (port de Djendjen_Jijel sondage BH05).

Z(m)	N(coups)	FC%	σ'_{v0} (KPa)	(N1) ₆₀	(N1) _{60cs}	CRR	CSR	F _s
4	8	14	68	9,70	12,64	0,211	0,157	1,34
8	10	14	96	10,20	13,14	0,203	0,216	0,94
12	16	14	124	14,36	17,30	0,244	0,228	1,07
16	14	14	152	11,35	14,29	0,197	0,217	0,90
20	21	14	180	15,65	18,59	0,244	0,196	1,24
24	23	14	208	15,94	18,88	0,242	0,176	1,38

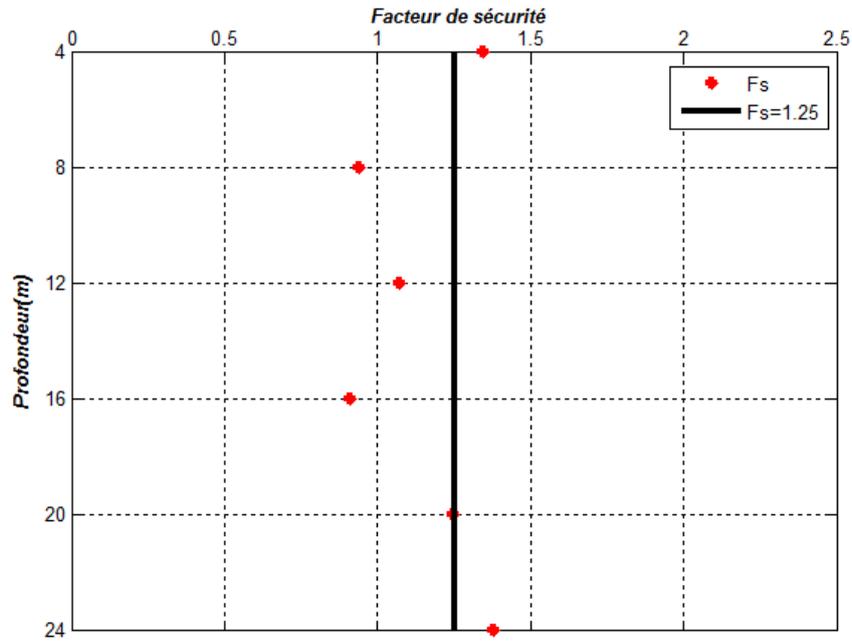


Figure IV-20 Variation de facteur de sécurité en fonction de la profondeur
(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

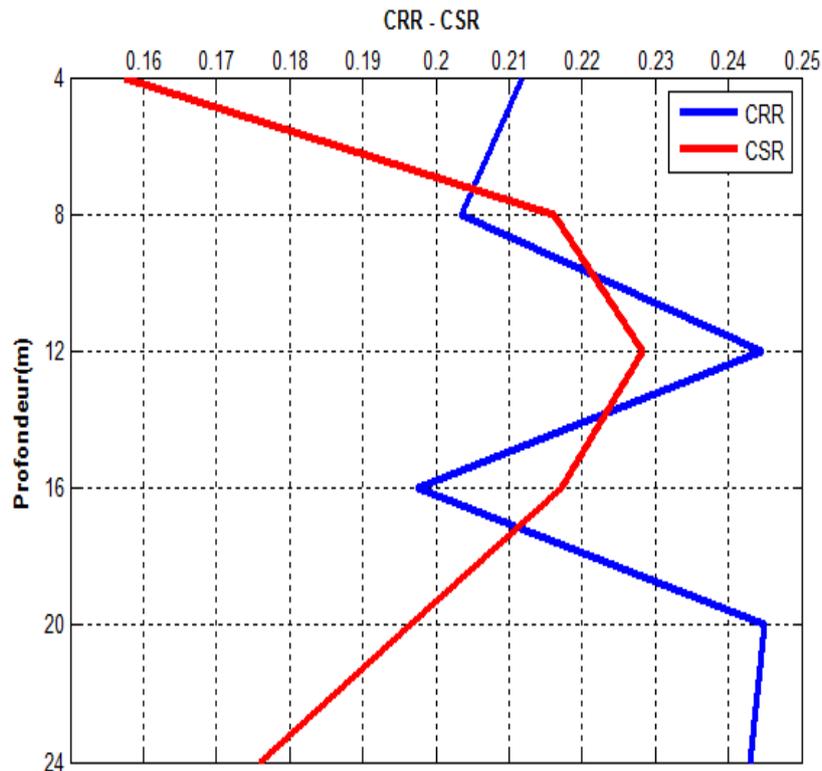


Figure IV-21 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur
(Sondage BH03 port de Djendjen_Jijel)

Suivant le tableau (IV-7), nous remarquons que la zone liquéfiable s'étend de la profondeur $z=8\text{m}$ jusqu'à 16m selon (RPA 99 article n°5), Ce qui est en concordance avec la figure (IV-21).

IV-3 Evaluation de potentiel de la liquéfaction par l'essai CPT

IV-3-1-Méthode de Robertson et Wride(1998)

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

On rappelle sur la figure (III-11) et sous la forme d'un organigramme, la procédure à suivre dans la méthode de Robertson et Wride.

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

IV-3-1-1 Sondage PS_07 route côtière Skikda

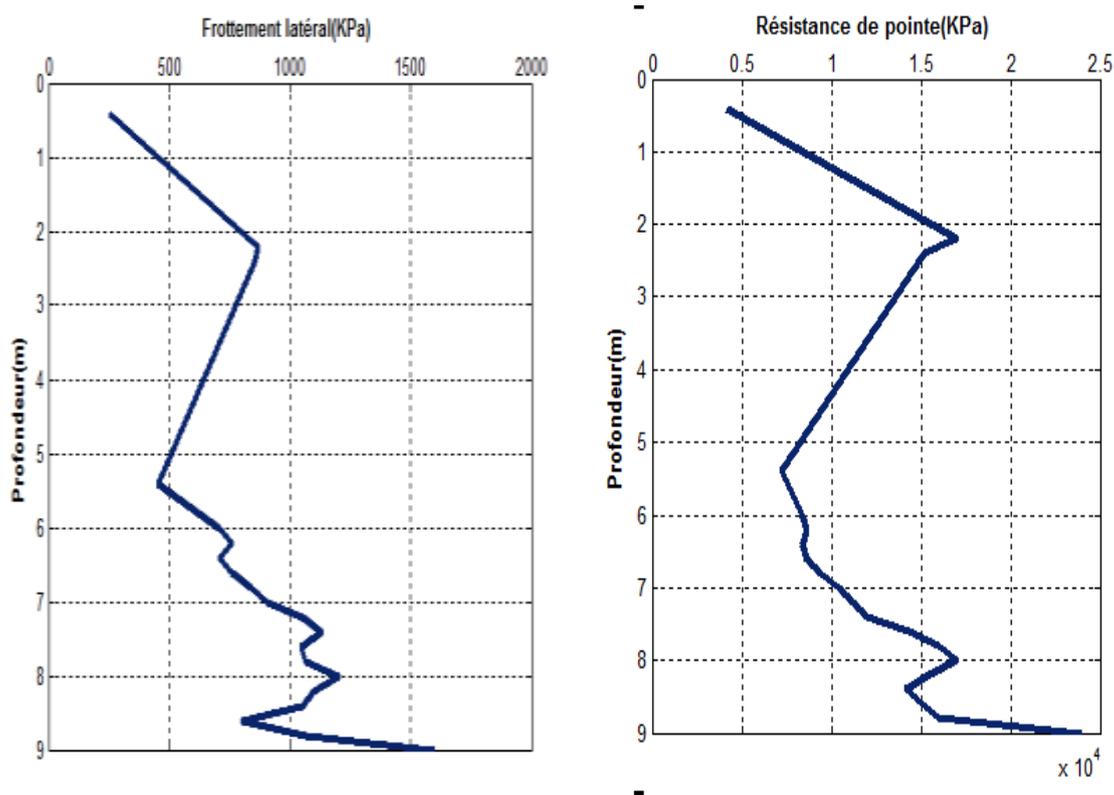


Figure IV-22 Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur (sondage PS_07 route côtière Skikda)

Les résultats du calcul analytique des couche dans $I_c < 2.6$ sont représentés sur le tableau ci-dessous avec $\gamma_{sol} = 17 \text{ KN/m}^3$ et $\gamma_{sat} = 19 \text{ KN/m}^3$.

Tableau IV-10 Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride
(Sondage PS_07 route côtière Skikda)

Z(m)	qc(KPa)	fs(Kpa)	σ'_{v0} (KPa)	q_{c1n}	$q_{c1n,cs}$	I_c	K_C	CRR	CSR	Fs
0,40	4200	253,33	3,60	71,40	225,77	2,57	3,16	0,460	0,342	1,34
2,20	17000	866,67	19,80	289	465,63	2,17	1,61	0,460	0,337	1,36
2,40	15200	853,33	21,60	258,40	455,03	2,23	1,76	0,460	0,336	1,36
5,40	7200	453,33	48,60	103,28	282,99	2,49	2,74	0,460	0,328	1,40
6,00	8400	706,67	54	114,31	361,76	2,57	3,16	0,460	0,327	1,40
6,20	8600	760	55,80	115,12	375,42	2,58	3,26	0,460	0,326	1,41
6,40	8400	706,67	57,60	110,67	355,50	2,59	3,21	0,460	0,326	1,41
6,60	8600	760	59,40	111,58	369,09	2,59	3,30	0,460	0,325	1,41
6,80	9400	840	61,20	120,15	387,54	2,58	3,22	0,460	0,325	1,41
7,00	10400	906,67	63	131,02	400,26	2,55	3,05	0,460	0,324	1,41
7,20	11200	1053,33	64,80	139,13	436,28	2,56	3,13	0,461	0,324	1,42
7,40	12000	1133,33	66,60	147,04	451,89	2,55	3,07	0,462	0,323	1,42
7,60	14300	1046,67	68,40	172,90	418,14	2,42	2,41	0,463	0,323	1,42
7,80	16000	1066,67	70,20	190,96	417,61	2,36	2,18	0,464	0,322	1,42
8,00	17000	1200	72	200,34	446,66	2,37	2,22	0,465	0,322	1,43
8,20	15500	1100	73,80	180,42	420,38	2,40	2,32	0,466	0,321	1,43
8,40	14200	1053,33	75,60	163,31	407,96	2,44	2,49	0,467	0,321	1,43
8,60	15000	800	77,40	170,49	338,60	2,31	1,98	0,468	0,320	1,43
8,80	16000	1066,67	79,20	179,78	402,66	2,38	2,23	0,469	0,319	1,44
9,00	24000	1600,00	81	266,67	517,86	2,29	1,94	0,470	0,319	1,44

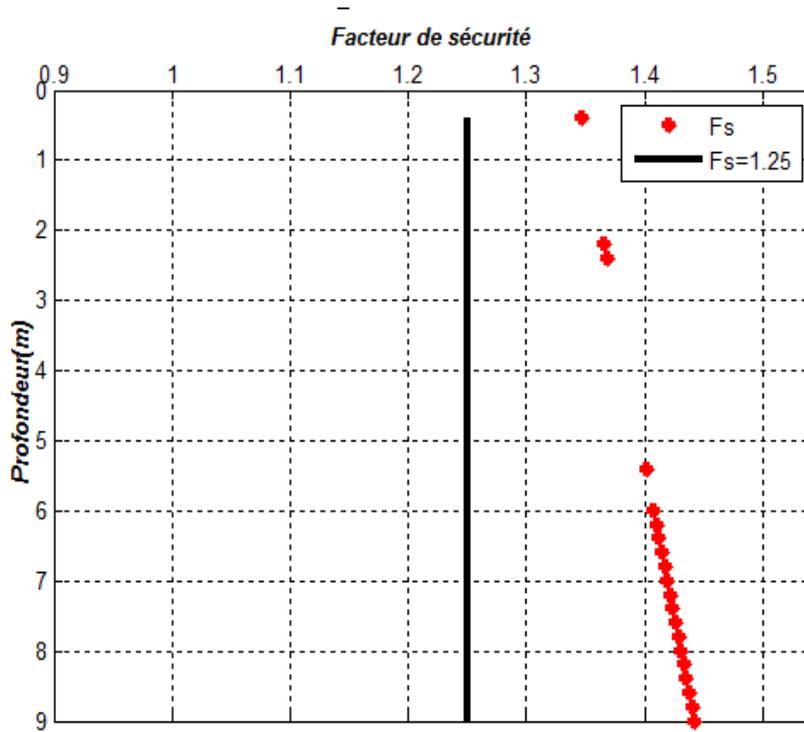


Figure IV-23 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur
(Sondage PS_07 route côtière Skikda)

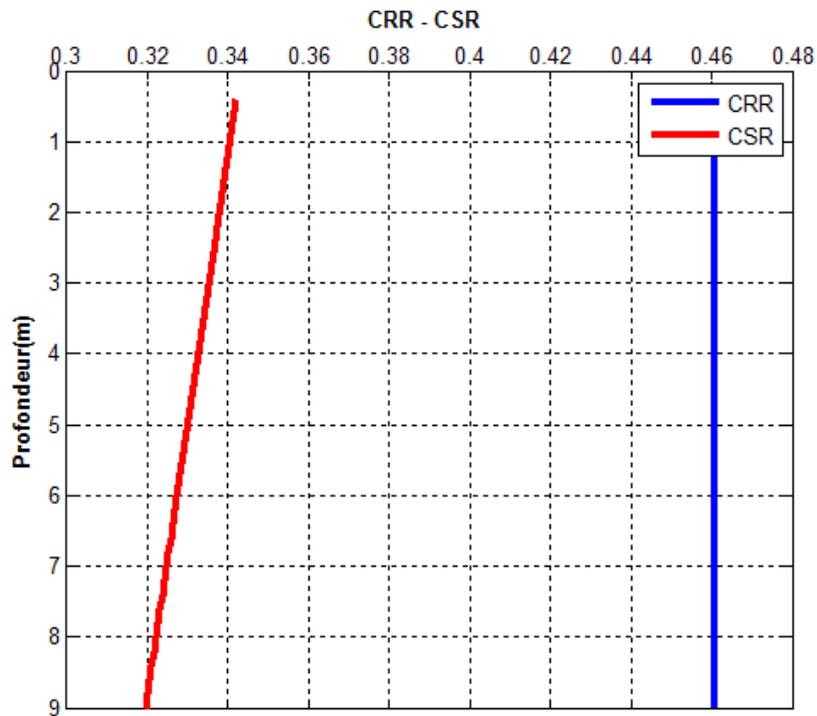


Figure IV-24 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur
(Sondage PS_07 route côtière Skikda)

Sur la figure (IV- 24) qui présente la variation des variables CRR et CSR .nous voyons que pour l'ensemble des couches CSR est toujours supérieur à CRR, ce qui signifie que le risque de liquéfaction est très faible tenant compte des valeurs de F_s calculée.

IV-3-1-2 Sondage PS_09 route côtière Skikda

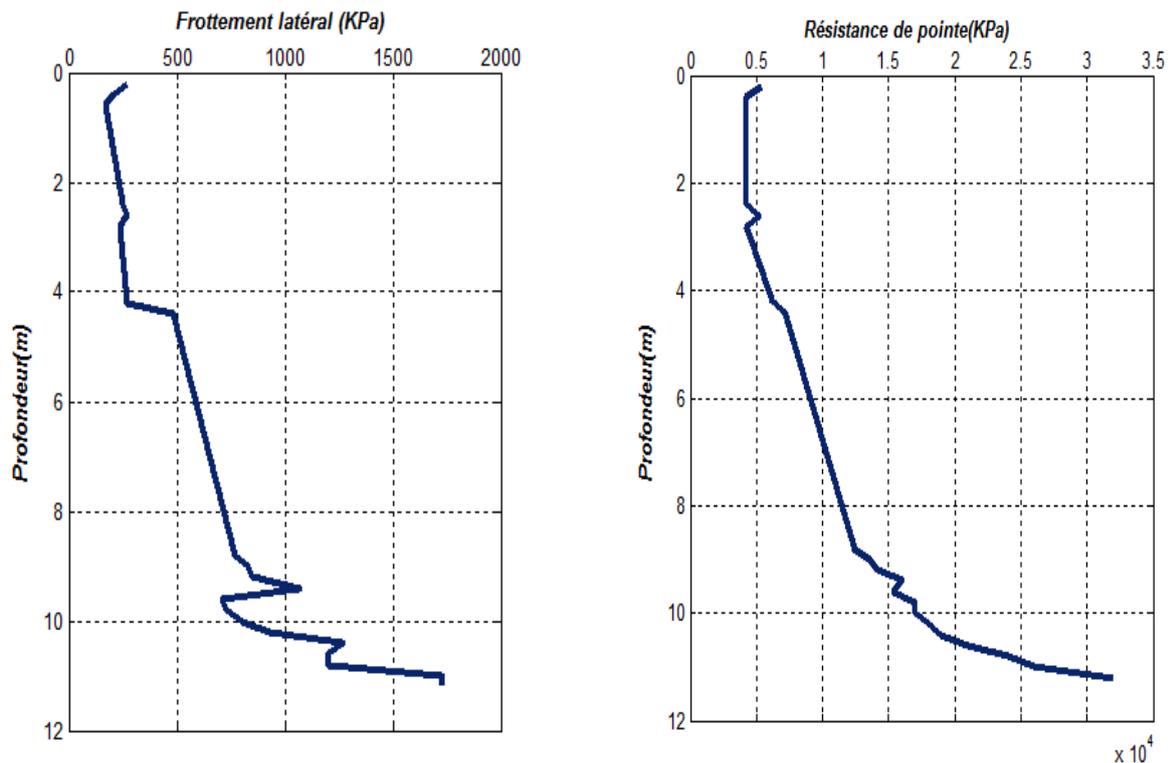


Figure IV-25 Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur (sondage PS_07 route côtière Skikda)

Tableau IV-11 Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride(1997) (Sondage PS_09 route côtière Skikda)

Z(m)	qc(KPa)	fs(Kpa)	σ'_{v0} (KPa)	qc1n	qc1n,cs	I _c	K _C	CRR	CSR	F _s
0,20	5400	266,67	1,80	91,80	226,35	2,43	2,46	0,460	0,342	1,34
0,40	4200	213,33	3,60	71,40	203,09	2,51	2,84	0,46	0,343	1,35
0,60	4200	173,33	5,40	71,41	179,44	2,44	2,51	0,460	0,341	1,35
2,40	4200	253,33	21,60	71,42	227,05	2,57	3,17	0,460	0,336	1,36
2,60	5200	266,67	23,40	88,40	228,44	2,46	2,58	0,460	0,336	1,37
2,80	4200	235,32	25,20	71,40	227,31	2,55	3,04	0,460	0,335	1,38
4,20	6200	266,67	37,80	100,84	220,44	2,36	2,18	0,460	0,332	1,38
4,40	7200	480,00	39,60	114,41	309,96	2,48	2,70	0,460	0,331	1,39
8,80	12400	773,33	79,20	139,33	332,05	2,41	2,38	0,460	0,319	1,44
9	13600	826,67	81	151,11	342,20	2,38	2,26	0,460	0,319	1,45
9,20	14200	853,33	82,80	156,05	346,17	2,37	2,21	0,460	0,318	1,46

9,40	16000	1066,67	84,60	173,95	394,83	2,38	2,26	0,460	0,318	1,47
9,60	15400	706,67	86,40	165,67	304,47	2,26	1,83	0,460	0,317	1,45
9,80	17000	733,33	88,20	181,01	310,78	2,21	1,71	0,460	0,317	1,45
10	17000	800	90	179,19	324,31	2,25	1,80	0,460	0,316	1,45
10,20	18000	933,33	91,80	187,86	353,58	2,27	1,88	0,460	0,316	1,45
10,40	19000	1266,67	93,60	196,38	425,29	2,36	2,16	0,460	0,315	1,46
10,60	21000	1200	95,40	215,00	408,50	2,28	1,89	0,460	0,315	1,46
10,80	24000	1200	97,20	243,43	409,98	2,20	1,68	0,460	0,314	1,47
11	26000	1733,33	99,00	261,30	511,12	2,30	1,95	0,460	0,314	1,46
11,20	32000	1733,34	100,80	318,72	517,81	2,18	1,62	0,460	0,313	1,47

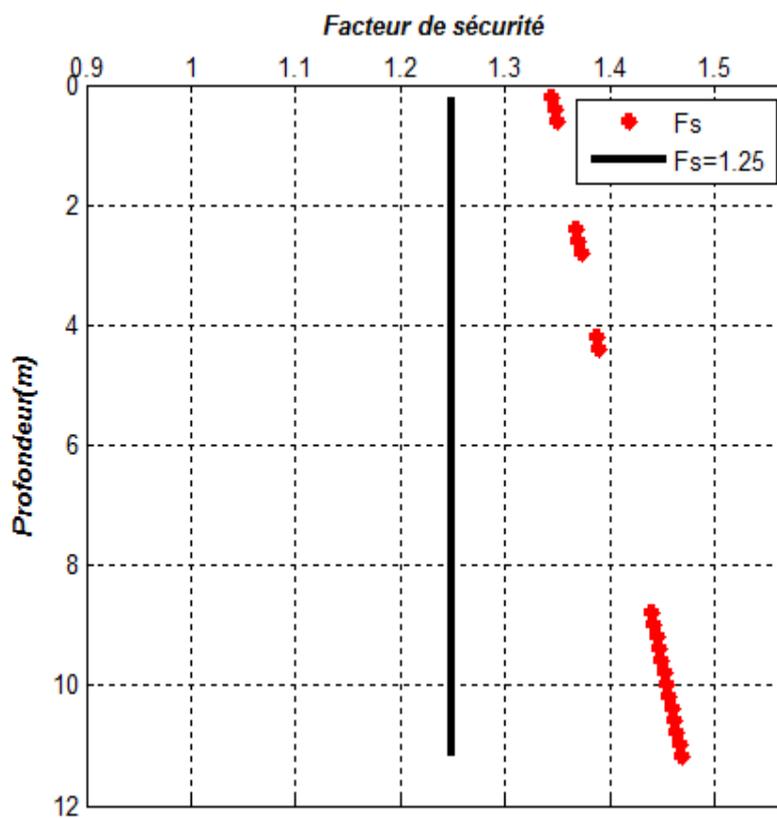


Figure IV-26 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage PS_09 route côtière Skikda)

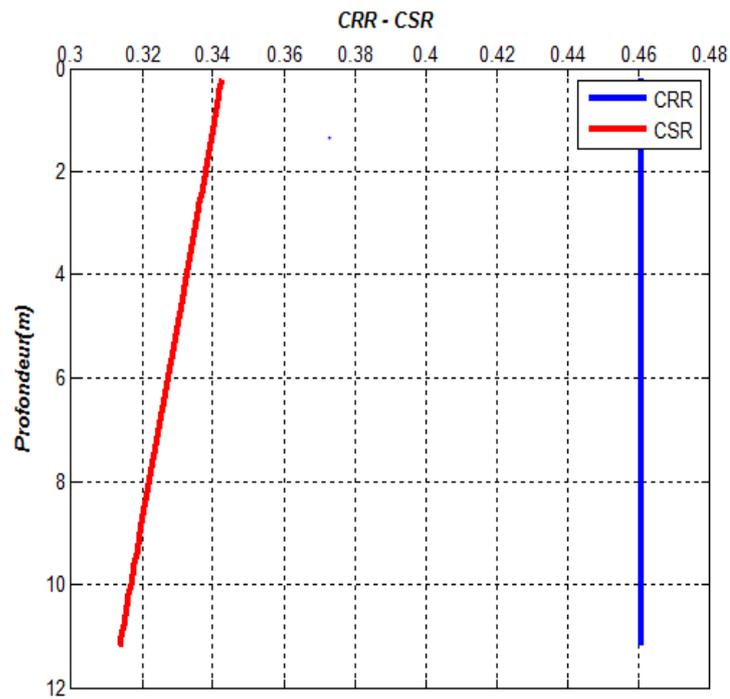


Figure IV-27 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage PS_09 route côtière Skikda)

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

IV-3-1-2 Sondage PS_10 route côtière Skikda

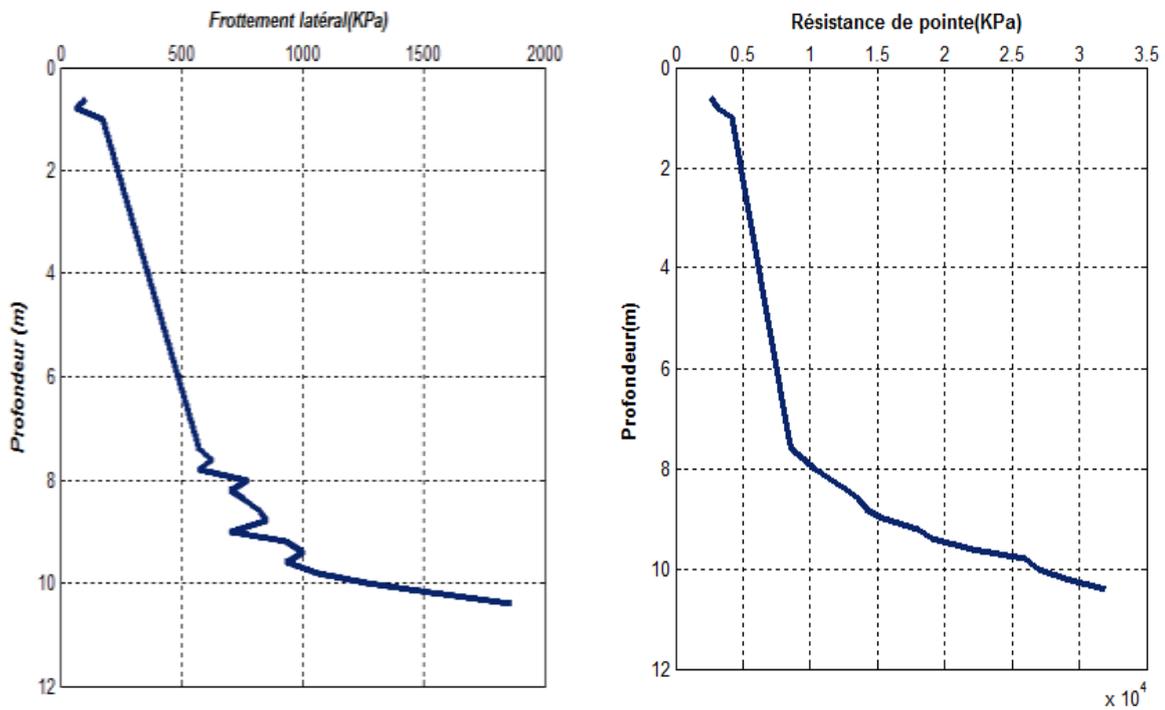


Figure IV-28 Profil de la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur (sondage PS_10 route côtière Skikda)

Tableau IV-12 Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride(1997)

(Sondage PS_10 route côtière Skikda)

Z(m)	qc(KPa)	fs(Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	q_{c1n}	$q_{c1n,cs}$	Ic	Kc	CRR	CSR	Fs
0,60	2600	106,67	5,40	44,20	143,75	2,59	3,25	0,356	0,341	1,04
0,80	3200	66,67	7,20	54,40	109,59	2,32	2,01	0,202	0,341	0,59
1	4200	173,33	9	71,40	179,63	2,45	2,51	0,461	0,340	1,35
7,40	8400	573,33	66,60	102,93	298,10	2,52	2,89	0,461	0,323	1,42
7,60	8600	626,67	68,40	103,98	312,84	2,54	3,01	0,461	0,323	1,42
7,80	9400	573,33	70,20	112,19	290,28	2,46	2,58	0,461	0,3226	1,42
8	10400	773,33	72	122,56	346,74	2,51	2,83	0,461	0,322	1,43
8,20	11400	706,67	73,80	132,70	321,68	2,42	2,42	0,461	0,321	1,43
8,40	12600	760	75,60	144,91	332,29	2,39	2,29	0,461	0,321	1,43
8,60	13600	826,67	77,40	154,58	346,69	2,38	2,24	0,461	0,320	1,44
8,80	14200	853,33	79,20	159,56	350,66	2,37	2,19	0,461	0,319	1,44
9	15400	706,67	81	171,11	310,50	2,25	1,81	0,461	0,319	1,44
9,20	18000	933,33	82,80	197,81	365,16	2,26	1,84	0,461	0,318	1,44
9,40	19000	1000	84,60	206,57	378,77	2,26	1,83	0,461	0,318	1,44
9,60	22000	933,33	86,40	236,68	368,15	2,15	1,55	0,461	0,317	1,45
9,80	26000	1066,67	88,20	276,84	404,89	2,10	1,46	0,461	0,317	1,45
10	27000	1266,67	90	284,60	441,64	2,15	1,55	0,461	0,316	1,45
10,20	29000	1533,33	91,80	302,67	492,22	2,18	1,62	0,461	0,316	1,45
10,40	32000	1866,67	93,60	330,75	554,63	2,20	1,67	0,461	0,315	1,45

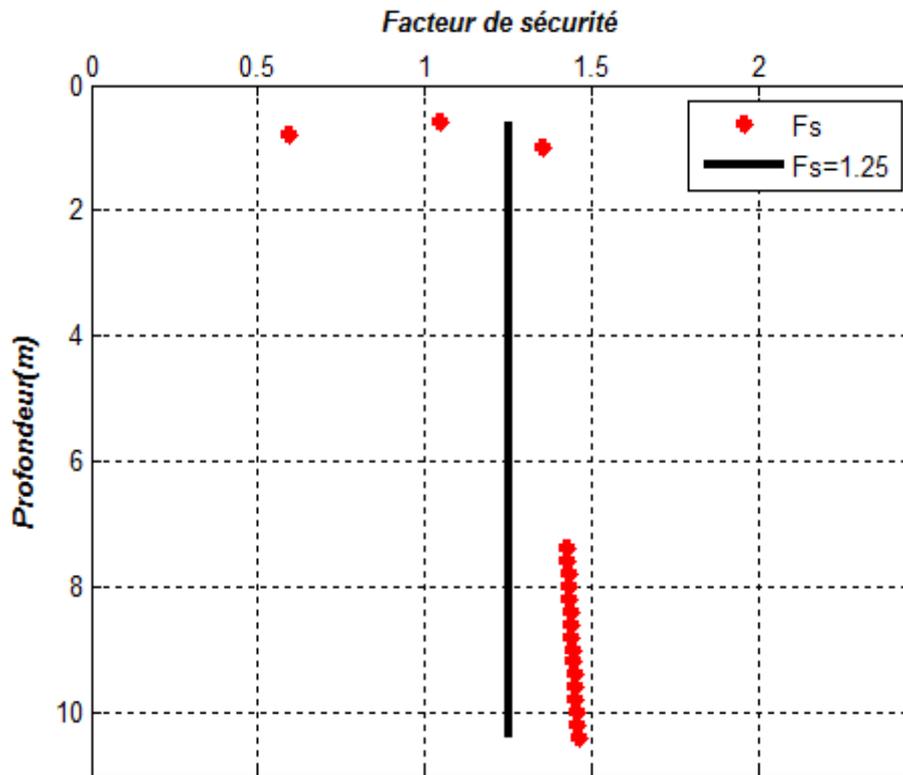


Figure IV- 29 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage PS_10 route côtière Skikda)

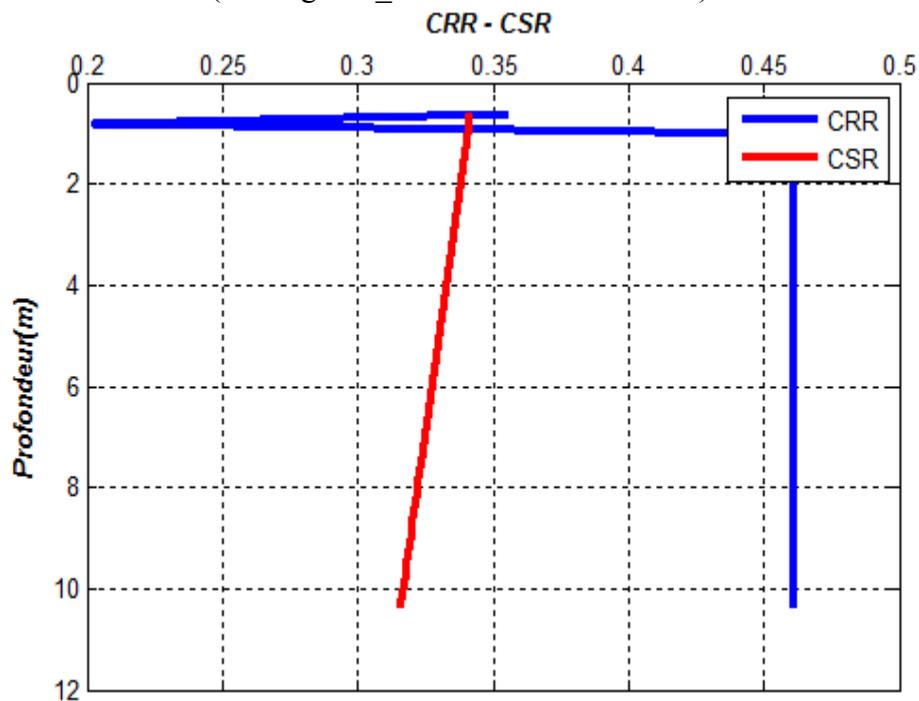


Figure IV-30 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage PS_10 route côtière Skikda)

Par contre pour ce sondage, nous voyons que le facteur de sécurité de la figure (VI-29), dans la couche qui s'étend de 0 à 0.8 est inférieur à 1.25, ce qui signifie que le sol est liquéfiable. Mais le reste du profile le sol n'est pas liquéfiable.

IV-3-2 méthode d'Andrus ET Al (2004)

La relation de CRR proposée par Andrus et Al est :

$$CRR_{7.5} = 0.008(q_{c1N,cs})^{0.4262} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 62.6(q_{c1N,cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right]$$

IV-3-2-1 Sondage PS_07 route côtière Skikda

Tableau IV-13 Calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al (2004)

(Sondage PS_07 route côtière Skikda)

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

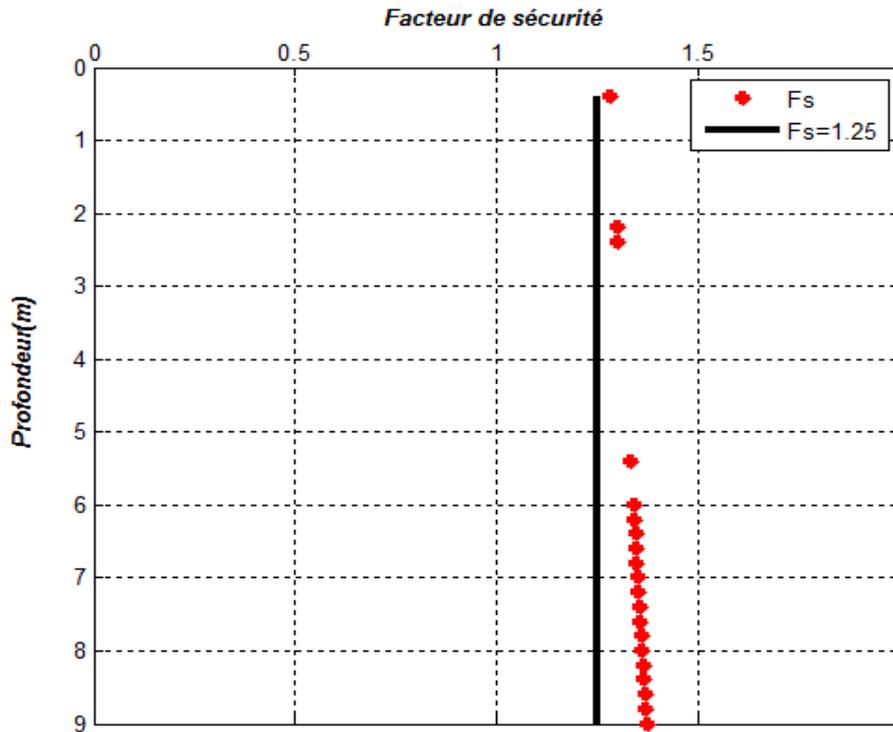


Figure IV- 31 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage PS_07 route côtière Skikda)

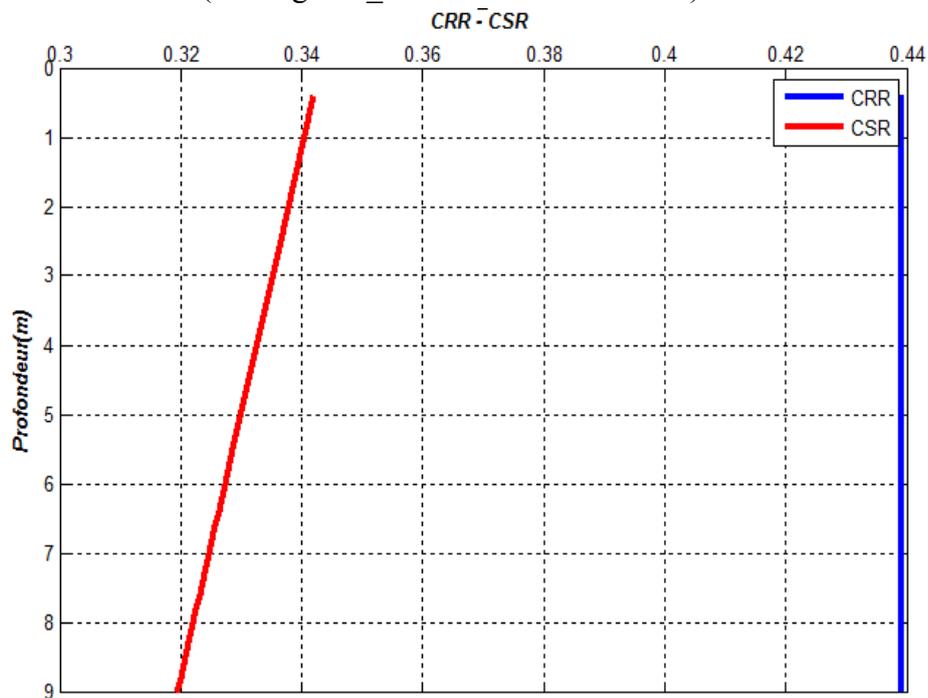


Figure IV-32 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage PS_07 route côtière Skikda)

Suivant le sondage (Ps_07) d'après la figures (IV-31) le sol est susceptible à la liquéfaction $z=0,4m$ jusqu'à $z=5,4m$, par contre pour le reste de profil de sol il n'y a pas de risque de liquéfaction.

IV-3-2-2 Sondage PS_09 route côtière Skikda

Tableau IV-14 Calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al (2004)

(Sondage PS_09 route côtière Skikda)

Z(m)	qc(KPa)	fs(KPa)	σ'_{v0} (KPa)	q_{c1n}	$q_{c1n,cs}$	I_c	K_C	CRR	CSR	Fs
0,20	5400	266,67	1,80	91,80	226,35	2,43	2,46	0,439	0,342	1,28
0,40	4200	213,33	3,60	71,40	203,09	2,51	2,84	0,439	0,343	1,28
0,60	4200	173,33	5,40	71,41	179,44	2,44	2,51	0,439	0,341	1,28
2,40	4200	253,33	21,60	71,42	227,05	2,57	3,17	0,439	0,336	1,30
2,60	5200	266,67	23,40	88,40	228,44	2,46	2,58	0,439	0,336	1,30
2,80	4200	235,32	25,20	71,40	227,31	2,55	3,04	0,439	0,335	1,30
4,20	6200	266,67	37,80	100,84	220,44	2,36	2,18	0,439	0,332	1,32
4,40	7200	480,00	39,60	114,41	309,96	2,48	2,70	0,439	0,331	1,32
8,80	12400	773,33	79,20	139,33	332,05	2,41	2,38	0,439	0,319	1,37
9	13600	826,67	81	151,11	342,20	2,38	2,26	0,439	0,319	1,37
9,20	14200	853,33	82,80	156,05	346,17	2,37	2,21	0,439	0,318	1,37
9,40	16000	1066,67	84,60	173,95	394,83	2,38	2,26	0,439	0,318	1,37
9,60	15400	706,67	86,40	165,67	304,47	2,26	1,83	0,439	0,317	1,38
9,80	17000	733,33	88,20	181,01	310,78	2,21	1,71	0,439	0,317	1,38
10	17000	800	90	179,19	324,31	2,25	1,80	0,439	0,316	1,38
10,20	18000	933,33	91,80	187,86	353,58	2,27	1,88	0,439	0,316	1,38
10,40	19000	1266,67	93,60	196,38	425,29	2,36	2,16	0,439	0,315	1,39
10,60	21000	1200	95,40	215,00	408,50	2,28	1,89	0,439	0,315	1,39
10,80	24000	1200	97,20	243,43	409,98	2,20	1,68	0,439	0,314	1,39
11	26000	1733,33	99,00	261,30	511,12	2,30	1,95	0,439	0,314	1,39
11,20	32000	1733,34	100,80	318,72	517,81	2,18	1,62	0,439	0,313	1,40

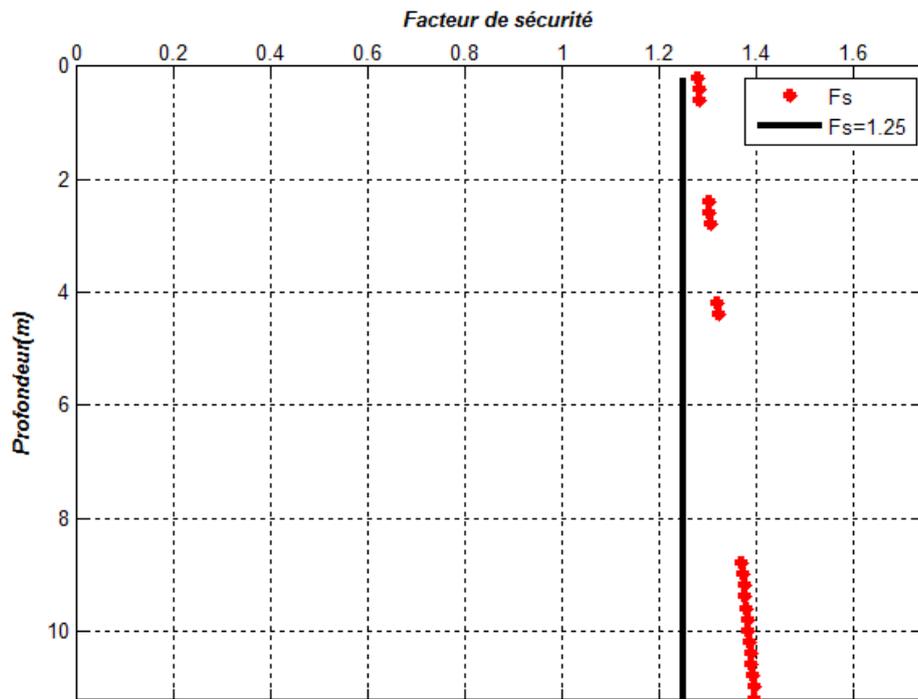


Figure IV- 33 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage PS_09 route côtière Skikda)

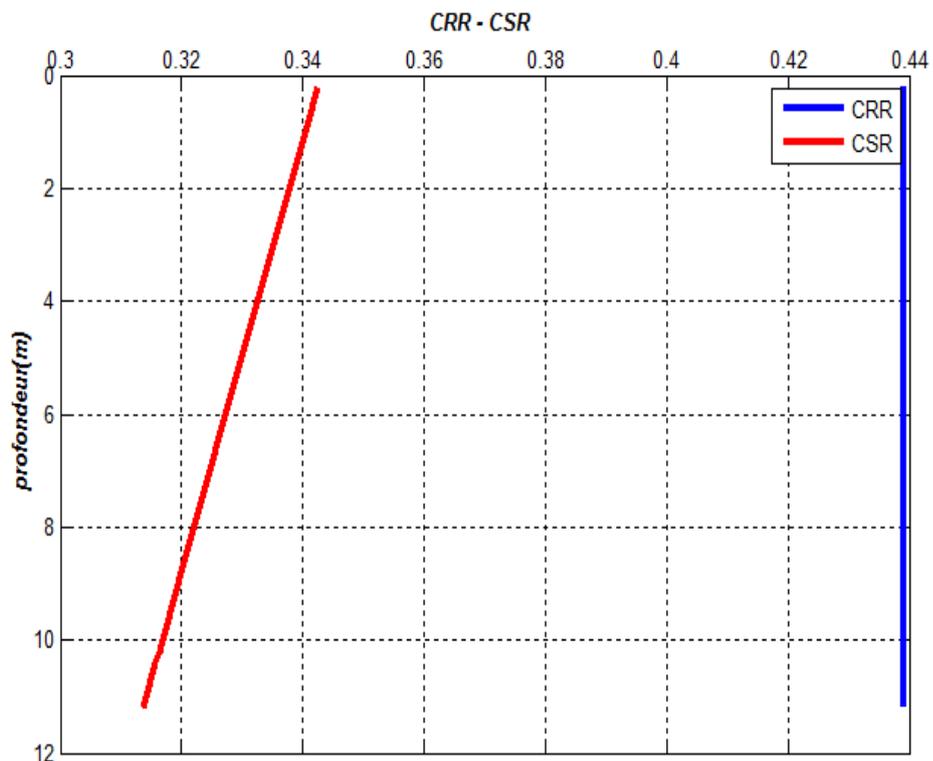


Figure IV-34 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage PS_09 route côtière Skikda)

Pour le sondage PS_09 selon les figure (VI-33) et (VI-34), nous voyons que pour l'ensemble des couches de CRR est toujours supérieur à CSR, ce qui signifie que les différentes couches ne sont pas liquéfiables.

IV-3-2-3 Sondage PS_10 route côtière Skikda

Tableau IV-15 Calcul du facteur de sécurité méthode Andrus et Al (2004)

(Sondage PS_10 route côtière Skikda)

Z(m)	qc(KPa)	fs(Kpa)	σ'_{v0} (Kpa)	q_{c1n}	$q_{c1n,cs}$	Ic	Kc	CRR	CSR	Fs
0,60	2600	106,67	5,40	44,20	143,75	2,59	3,25	0,381	0,341	1,12
0,80	3200	66,67	7,20	54,40	109,59	2,32	2,01	0,285	0,341	0,84
1	4200	173,33	9	71,40	179,63	2,45	2,51	0,439	0,340	1,29
7,40	8400	573,33	66,60	102,93	298,10	2,52	2,89	0,439	0,323	1,35
7,60	8600	626,67	68,40	103,98	312,84	2,54	3,01	0,439	0,323	1,35
7,80	9400	573,33	70,20	112,19	290,28	2,46	2,58	0,439	0,3226	1,36
8	10400	773,33	72	122,56	346,74	2,51	2,83	0,439	0,322	1,36
8,20	11400	706,67	73,80	132,70	321,68	2,42	2,42	0,439	0,321	1,36
8,40	12600	760	75,60	144,91	332,29	2,39	2,29	0,439	0,321	1,36
8,60	13600	826,67	77,40	154,58	346,69	2,38	2,24	0,439	0,320	1,37
8,80	14200	853,33	79,20	159,56	350,66	2,37	2,19	0,439	0,319	1,37
9	15400	706,67	81	171,11	310,50	2,25	1,81	0,439	0,319	1,37
9,20	18000	933,33	82,80	197,81	365,16	2,26	1,84	0,439	0,318	1,37
9,40	19000	1000	84,60	206,57	378,77	2,26	1,83	0,439	0,318	1,38
9,60	22000	933,33	86,40	236,68	368,15	2,15	1,55	0,439	0,317	1,38
9,80	26000	1066,67	88,20	276,84	404,89	2,10	1,46	0,439	0,317	1,38
10	27000	1266,67	90	284,60	441,64	2,15	1,55	0,439	0,316	1,38
10,20	29000	1533,33	91,80	302,67	492,22	2,18	1,62	0,439	0,316	1,38
10,40	32000	1866,67	93,60	330,75	554,63	2,20	1,67	0,439	0,315	1,39

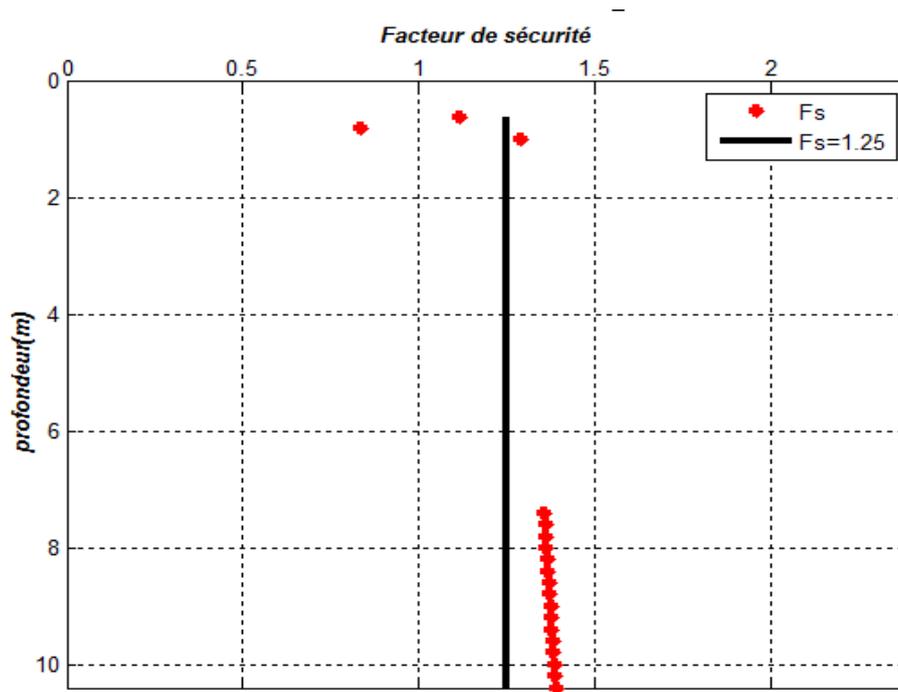


Figure IV- 35 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur (Sondage PS_10 route côtière Skikda)

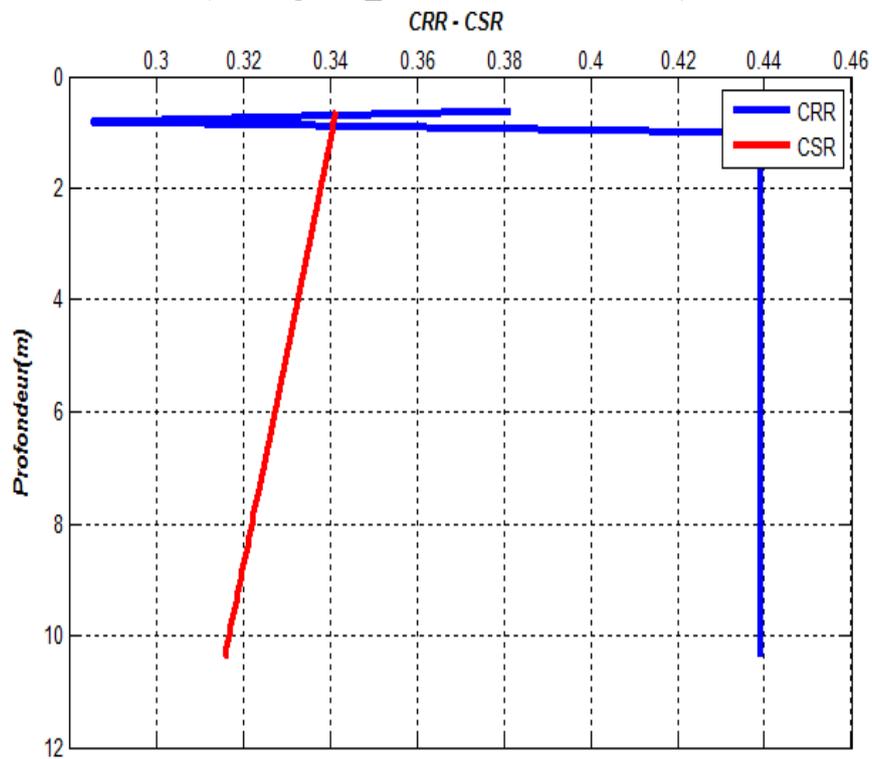


Figure IV-36 Variation des deux rapports CRR et CRS en fonction de la profondeur (Sondage PS_10 route côtière Skikda)

D'après la figure (IV-35) et (IV-36), nous voyons que le facteur de sécurité dans la couche qui s'étend de 0m jusqu'à 0.8 m est inférieur à 1.25, ce qui signifie que le sol est liquéfiable. Mais le reste du profile le sol n'est pas liquéfiable.

IV-4 La comparaison entre les méthodes des calcules

IV-4-1 1a méthode de SPT port de Djendjen_Jijel

Tableau IV-16 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai SPT

Z(m)	Méthode de Blake			Méthode d'Andrus et al			Méthode d'Idriss et Boulanger		
	BH01	BH03	BH05	BH01	BH03	BH05	BH01	BH03	BH05
4	0,98	1,433	1,275	0,96	1,22	1,13	1,18	1,43	1,34
8	1,77	0,733	0,908	1,54	0,69	0,80	1,66	0,84	0,94
12	1,29	1,295	1,150	1,07	1,07	0,94	1,19	1,19	1,07
16	0,85	1,532	0,922	0,78	1,31	0,78	0,86	1,42	0,90
20	1,03	1,728	1,351	0,86	1,49	1,10	1,00	1,61	1,24
24	0,99	2,435	1,493	0,87	2,42	1,23	1,03	2,43	1,38

Le tableau (IV-14) qui représente une comparaison entre les méthodes montre que les valeurs (en rouge) de FS sont en général proches mais comme même, nous pouvons remarquer que c'est la méthode de Andrus et al qui donne toujours des valeurs de FS moins par rapport aux autres méthodes.

IV-4-2 1a méthode de CPT port de route côtière Skikda:

IV-4-2-1 Sondage PS_07 route côtière Skikda

Tableau IV-17 Variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT

Z(m)	Méthode de Robertson et Wride	Méthode d'Andrus et al
0,40	1,34	1,28
2,20	1,36	1,30
2,40	1,36	1,30
5,40	1,40	1,33
6,00	1,40	1,34
6,20	1,41	1,34
6,40	1,41	1,34
6,60	1,41	1,35
6,80	1,41	1,35
7,00	1,41	1,35

7,20	1,42	1,35
7,40	1,42	1,35
7,60	1,42	1,36
7,80	1,42	1,36
8,00	1,43	1,36
8,20	1,43	1,36
8,40	1,43	1,36
8,60	1,43	1,37
8,80	1,44	1,37
9,00	1,44	1,37

IV-4-2-2 Sondage PS_09 route côtière Skikda

Tableau IV-18 Comparaison de la variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT

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

IV-4-2-3 Sondage PS_10 route côtière Skikda

Tableau IV-19 Comparaison de la variation de facteur de sécurité par les méthodes de l'essai CPT

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

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

IV-5 conclusion

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

Conclusion Générale

Conclusion générale

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

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

Notre choix de méthode était conditionné par les données que nous avons procurées de LTPE de Jijel pour le premier site et LTPE Annaba pour le deuxième.

Vu l'indisponibilité de sondage de CPT pour la région de Jijel, nous nous sommes contenté des méthodes approchées basées sur les données de SPT en utilisant les méthodes : (Blake (1999) ; d'Andrus et al (2004) ; d'Idriss et Boulanger (2006)). Par contre pour le site de Skikda nous avons employé les méthodes approchées basées sur les données CPT (Robertson et Wride(1998) ; Andrus et Al (2004)).

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

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Boulanger, R. W. (2003b). High overburden stress effects in liquefaction analyses, *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE 129(12), 1071–082.
- [2] Seed, H.B. & Idriss I.M. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- [3] Bowles, J.E. (1984). Physical and geotechnical properties of soils (2e edition). New York, NY: McGraw-Hill
- [4] Holtz, R.D. & Kovacs, W.D. (1991). Introduction à la géotechnique (édition en français traduite par Jean Lafleur). Montréal, Qc : Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.
- [5] Mike Jefferies and Ken Been, [soil liquefaction: A critical state approach].
- [6] Peter M. BYRNE, Sung-Sik PARK, Michael BEATY, Michael SHARP, Lenart GONZALEZ and Tarek ABDOUN, ,,,Numerical modeling of dynamic centrifuge tests, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6,2004 Paper No. 3387.
- [7] Bray, J. D. et al. (2004). “Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 7, pp. 673–685.
- [8] Dr. Hsien Juang, Haiming Yuan, Der-Her Lee, Chih-Sheng Ku,,Assessing CPT-based methods of liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering N° 22 (2002) p 24 –258*.
- [9] Haddadene, Analyse numérique de la liquéfaction des sols, « Mémoire de magister, Université de Tizi-Ouzou »,2008.
- [10] Gonin (H.), Vandangeon (P.) et Lafeuillade (M.P.). – Étude sur les corrélations entre le SPT et le pressimètre .*Revue Française de Géotechnique n° 58, 1992*.
- [11] SIMSTF (Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations). Rapport du Comité technique sur les Essais de pénétration dans les sols (TC16). Procédures d'essais de référence CPT - SPT -DP - WST), 1989

- [12] Seed, H.B. & Idriss I.M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal Geotechnical Engineering*, 97(9), 1249-1273.
- [13] Blake T. F. 1999. Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117, Guidelines for Analysing and Mitigating Landslide Hazards in California, Southern California Earthquake Centre, University of Southern California.
- [14] Seed, H. B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes." *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 105(2), 201–255.
- [15] Seed, H. B., Idriss, I. M., and Arango, I. (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data." *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 109(3), 458–482.
- [16] NCEER-92-0019, M. Hamada and T. D. O'Rourke, eds., Vol. 1, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo, pp177–204.
- [17] Youd, T. L., and Noble, S. K. (1997a). "Magnitude scaling factors." *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo*, pp 149–165.
- [18] Idriss, I. M. 1990. Response of soft soil sites during earthquakes. In *Proceedings of the H. B. Seed Memorial Symposium*. BiTech Publishers, Vancouver, BC, Vol. 2, pp. 273–289.
- [19] Arango, I. (1996). "Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations," *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 122(11), 929–936.
- [20] Andrus, RD, KH Stokoe II, and C-H Juang (2004). Guide for shear wave-based liquefaction potential evaluation, *Earthq. Spectra*, 20(2):285–308.
- [21] Marcuson, W. F., III, and Bieganousky, W. A. (1977b). "SPT and relative density in coarse sands." *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 103(11),1295–1309.
- [22] AFNOR (2005) Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séisme, Partie 3 : Fondation, Ouvrage de soutènement et aspect géotechnique, Norme européenne en 1998 5, septembre 2005, 56 p.
- [23] Seed H. B., LR Lee., « Pore-water pressure changes during soil liquefaction », *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE*, vol. 102 , p. 323-346, 1966.
- [24] Robertson, P.K., and Wride (Fear), C.E. 1997. Evaluation of cyclic liquefaction potential based on the CPT. In *Proceedings of the Discussion Special Technical Session on Earthquake*

Geotechnical Engineering, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg. Edited by P.S. Sêco e Pinto. A.A. Balkema. Rotterdam, The Netherlands. pp. 269–277.

[25] Olsen, R. S. (1997). “Cyclic liquefaction based on the cone penetration test.” Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engorge. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 225–276.

[26] Skempton, A. K. (1986). “Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging, and over consolidation.” *Geotechnique*, London, 36(3), 425–447

[27] Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., and Coutinho, R. (1992). “Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data.” Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Des. Of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction, Tech. Rep.

[28] Shibata, T., and Teeparaska, W. 1988. Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests. *Soils and Foundations*, 28(2): 49–60.

[29] Seed, H. B., Arango, I. (1983). “Evaluation of liquefaction potential using field performance data.” *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 109(3), 458–482.

[30] Jamiolkowski M., Lad C.C., Germaine J.T. et Lancellotta R. 1985b. New developments in field and laboratory testing of soils, *Proceedings Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 57-153.

[31] Liao, S., and Whitman, R. V. (1986a). “Overburden correction factors for SPT in sand.” *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 112(3), 373–377.

[32] Olsen, R.S. 1988. Using the CPT for dynamic response characterization. In *Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics II Conference*, American Society of Civil Engineers, New York. ASCE. pp. 111–117.

[33] Woods, R. D., ed. (1994). *Geophysical characterization of sites*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

[34] Marcuson, W. F., III, and Bieganousky, W. A. (1977a). “Laboratory standard penetration tests on fine sands.” *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 103(6), 565–588.

- [35] Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., and Coutinho, R. (1992). "Evaluation of SPT-, CPT-, and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data." Proc., 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake-Resistant Des. of Lifeline Fac. and Countermeasures for Soil Liquefaction, Vol. 1, 177–204.
- [36] Olsen, R.S., and Malone, P.G. 1988. Soil classification and site characterization using the cone penetrometer test. In Penetration testing 1988. De Ruiters Balkema, Rotterdam. ISOPT-1, Vol. 2. pp. 887–893.
- [37] Robertson, P.K., and Wride (Fear), C.E. 1998a. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 35: 442–459.
- [38] Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1995. Liquefaction of sands and its evaluation. IS TOKYO '95, First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Keynote Lecture, November 1995.
- [39] Andrus, R. D., and Stokoe, K. H., II. (1997). "Liquefaction resistance based on shear wave velocity." Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 89–128.
- [40] Boulanger R.W. and Idriss, I.M (2004). "Evaluation of potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays," Report No. UCD/CMG-04/01, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis.
- [41] Olsen, R.S., and Koester, J.P. 1995. Prediction of liquefaction resistance using the CPT. In Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'95, Linköping, Sweden, Vol. 2. SGS. Oct. pp. 251–256.
- [42] Ishihara, K., and Koseki, J. 1989. Cyclic shear strength of fines-containing sands. In Earthquake Geotechnical Engineering, Discussion Session on Influence of Local Conditions on Seismic Response, Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro. A.A. Balkema, Amsterdam. pp. 101–106.
- [43] Ishihara K., « Liquefaction and flow failure during earthquakes. 33rd Rankine lecture », Géotechnique, vol. 43, n°3, p. 351-415, 1993.
- [44] Wang, W. (1979). Some findings in soil liquefaction. Report Water Conservancy and Hydro- Electric Power Scientific Research Institute, Pékin, Chine (pp. 1-17).
- [45] Robertson, P.K., and Campanella, R.G. 1988. Design manual for use of CPT and CPTu. Pennsylvania Department of Transportation.

ملخص

تسييل التربة هو واحد من مشاكل ديناميكية التربة الأكثر أهمية وتعقيدا, و تعبر عن فقدان لمقاومتها و صلابتها. و تحدث عموما في التربة الحبيبية تحت تأثير الزلزال. مما يرافقه زيادة في ضغط الماء المسامي الذي يؤدي إلى انعدام قدرة تحمل التربة.

من بين نتائج تسييل التربة: فقدان تام لقدرة التحمل, ارتصاص التربة (tassement), الانهيارات الأرضية.... إلخ. الهدف من هذا العمل هو حساب معامل الامان لتسييل التربة في موقعين مختلفين الاول يقع في جيجل و الثاني في سكيكدة. و نظرا لعدم توفر بيانات تجربة CPT , اکتفينا بحساب معامل الأمان F_s بالطرق التقريبية SPT لموقع جيجل. حسب النتائج المتحصل عليها في هذا العمل فإنها متقاربة بجميع الطرق مما يثبت فعالية هذه الاخيرة في تقييم مخاطر التسييل.

الكلمات المفتاحية: التسييل , ديناميكية التربة, SPT , CPT.