

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique  
Université Mohamed Seddik Ben Yahia – Jijel



**Faculté Des Sciences Et De La Technologie  
Département De Génie Civil et Hydraulique**

**Mémoire de Fin d'Études pour l'Obtention du Diplôme  
De Master Académique  
Option : Géotechnique**

# ***Thème***

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

**Encadré par**

**Mr. GOUDJIL Kamel**

**Réalisé par**

**Boulahia Tahar**

**Devant le jury composé de :**

**Dr. BENMESSAOUD Sabah**

**Président de jury**

**Dr. Bouraoui Ichem**

**Examineur**

**Dr. Goudjil Kamel**

**Encadrant**

**Année Universitaire : 2020/2021**

---

# Dédicace

---

Je dédie ce travail :

A mon cher père, ma chère mère, mon oncle Amar et sa femme. Je dédie également ce mémoire à mes frères, mes sœurs, ma chère femme et mes enfants Soheib et Serrine et sans oublier mon cher enfant Yasser qui nous a quitté en lui disant qu'il est toujours dans nos mémoires.

---

---

# Remerciements

---

*Je tiens tout d'abord à exprimer toute ma gratitude à mon encadrant, Monsieur Goudjil Kamel. Son enthousiasme et sa générosité ont été pour moi un facteur essentiel à la rédaction de ce mémoire. De tout cœur, je le remercie pour sa disponibilité et les conseils judicieux qu'il m'a prodigués et qui m'ont permis de mener à bien ce travail.*

*Je tiens à remercier vivement tous les enseignants de département de génie civil et hydraulique qui nous ont bien assuré des cours et nous ont permis de profiter de leur expérience et de leurs connaissances. Je remercie le docteur BENMESSAOUD pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury, je lui en suis profondément reconnaissant.*

*Mes sincères reconnaissances vont également au docteur Bouraoui Ichem, d'avoir accepté d'examiner mon mémoire et de faire partie du jury.*

*Je n'oublierai pas à remercier toute la promotion de géotechnique. Enfin, je voudrais remercier tous mes proches et mes amis, de près et de loin, ils m'ont, chacun à leur manière, apporté un soutien moral considérable, surtout ma femme et mes parent.*

---

## ملخص

النتائج المترتبة على تسييل التربة بواسطة زلزال قوي شديد للغاية: فقدان تام في تحمل التربة، تسوية معتبرة , الانهيارات الأرضية , الحركة الجانبية , ... الخ . تقييم إمكانية تسييل التربة يقدر عادة عن طريق الاختبارات الميدانية وأيضاً عن طريق اختبارات التحميل الدوري في المختبر وكذا تجارب التحميل الدوري في المختبر. الهدف الرئيسي من هذه العمل هو حساب عامل الأمان ضد التسييل لموقع مخصص لتوسيع مركب سوناطراك لأنبوب تمبيع الغاز بولاية سكيكدة. أظهرت النتائج أن قطاعات التربة الخاصة SPT قابلة كلها تقريباً للتسييل ، أما قطاعات التربة الخاصة CPT أظهرت النتائج أنها قابلة للتسييل فقط في بعض طبقات قليلة

الكلمات المفتاحية: التسييل، SPT، CPT وعامل الأمان

## Résumé

Les conséquences de la liquéfaction dues aux séismes sont très sévères : perte totale de la portance du sol, tassement important, éboulement, mouvement latéral,...etc. L'évaluation du potentiel de liquéfaction est couramment estimée à partir des essais in situ (SPT, CPT, DMT et Vs) ainsi que les essais de chargement cyclique au laboratoire. L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer le potentiel de liquéfaction d'un site destiné à l'extension Complexe GL1K – SONATRACH dans la ville de Skikda en utilisant des méthodes approchées. Les résultats ont montré que les profils du sol des sondages SPT sont presque tous liquéfiables. Par contre, les profils du sol CPT sont liquéfiables dans quelques couches.

**Mots clés :** Liquéfaction, SPT, CPT et facteur de sécurité

## **Abstract**

The consequences of the strong earthquake liquefaction are very strict: total loss of soil bearing capacity, an important settlement, landslide, lateral movement, etc... Evaluation of liquefaction potential is commonly estimated from in situ tests (SPT, CPT, DMT and Vs) and cyclic loading tests in the laboratory. The main goal of this work is to assess the liquefaction potential using simplified methods of a site intended for the GL1K - SONATRACH Complex extension of Skikda (Algeria). The results showed that the soil profiles of the SPT drill holes are almost all liquefiable. On the other hand, the CPT soil profiles are liquefiable in a few layers.

**Keywords:** Liquefaction, SPT, CPT and safety factor

# Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## Chapitre 01 : Généralité sur les séismes

1. Le séisme .....	3.
1.1 : caractéristiques principales .....	3
1.2 : Trois catégories d' un séisme.....	4
1.3 : Magnitude .....	5
1.4 : Intensités d'un séisme.....	5
1.5 : Mesure d'un tremblement de terre selon RICHTER.....	6
1.6 : Propagation des ondes sismique.....	6
1.7 : Ondes de volume .....	7
1.8 : Ondes de surface .....	8
1.9 : Séismes et risque sismique en Algérie.....	9

## Chapitre 2 : Les Méthodes de calcul du potentiel de liquéfaction.

2.1 : Introduction .....	10
2.2 Présentation des essais in situ.....	10
2.2.1 Essai au SPT.....	11
2.2.2 Essai au CPT et PD .....	11
2.2.3 Essai au DMT.....	11
2.2.4 Essais par les méthodes géophysiques .....	12
2.3 Les méthodes d'évaluations du risque de liquéfaction.....	12
2.3.1 Approche par contraintes cyclique (Seed et Idriss,1971.....	13
2.3.1.1 facteur d'échelle d'amplitude .....	15
2.3.1.2 Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, RCR .....	17
2.3.2 Evaluation de la liquéfaction par les méthodes de l'essai SPT.....	18
2.3.2.1 : La normalisation des contraintes .....	19
2.3.2.2 :Méthode Approximation de Black(1999).....	20

2.3.3 :Evaluation de liquéfaction par la méthode de l'essai CPT.....	25
2.3.3.1 : Méthode de Robertson et Wride (1998).....	25
2.3.3.2 : Méthode d'Olsen et al. (1997) .....	30
2.3.3.3 : Méthode de Juang et al.(2003).....	30
2.3.3.4 Méthode Chinoise :.....	31
2.3.4 : L'évaluation de liquéfaction par les méthodes de mesures de vitesse de cisaillement.....	32
2.3.4.1 : Les avantages dans l'utilisation de Vs .....	33
2.3.4.2 :Résistance à la liquéfaction et vitesse de cisaillement .....	34
2.3.4.3 : Les différentes relations proposées entre RCR et Vs.....	36
A- Relation proposée par Tokimatsu et Uchida (1990).....	36
B- Relation proposée par Robertson et al.(1992).....	38
C- Relation proposée par Kayen et al.(1992).....	39
D- Relation proposée par Lodge (1994).....	40
E- relation proposée par Andrus et Stokoe (1997).....	40
2.4Conclusion.....	42

### **Chapitre 3 : Evaluation du potentiel de liquéfaction**

3.1 : introduction.....	43
3.2 :Evaluation du potentiel de liquéfaction pour les sondage CPT.....	45
3.2.1 : Sondage CPT1 .....	45
3.2.1.1 : Méthode simplifiée de Robertson et Wride (1998).....	45
3.2.2 :Sondage CPT2.....	49
3.2.2.1 : Méthode simplifiée de Robertson et Wride (1998).....	49
3.2.3 :Sondage CPT3.....	53
3.2.3.1 : Méthode simplifiée de Robertson et Wride (1998).....	53
3.3 : Evaluation du potentiel de liquéfaction pour les sondages SPT.....	57
3.3.1 : Sondage SPT SC01.....	57
3.3.1.1 : Méthode simplifiée de Black (1999).....	57
3.3.2 :Sondage SPT SC02.....	60

3.3.2.1 : Méthode simplifiée de Black (1999).....	60
3.3.3 :Sondage SPT SC03.....	62
3.3.3.1 : Méthode simplifiée de Black (1999).....	62
3.4 : Conclusion .....	64
Conclusion générale .....	65



## Liste des figures

### Chapitre 01 : Généralité sur les séismes.

Figure 1.1 Epicentre , hypocentre (foyer)et faille.....	03
Figure 1.2 Les trois grands types de faille.....	04
Figure 1.3 La faille entre les plaques tectoniques africaine et eurasienne passe par tout le littoral Alerien.....	08

### Chapitre 2 : Les Méthodes de calcule du potentiel de liquéfaction.

Figure 2.1 : courbe de $r_d$ en fonction de la profondeur développée par Seed et Idriss(1971) avec les lignes des valeurs moyennes ajoutées à partir des équations.....	15
Figure 2.2 : variation du MSF (facteur d'échelle) avec l'amplitude du moment d'un séisme (Mayene et al, 1999.....	16
Figure 2.3(a) et(b) : Abaques pour la détermination de $K_\sigma$ pour la pratique des ingénieurs et Olsen,(1999).....	25
Figure 2.4 : Le comportement du sol en fonction de Q et l'indice $I_c$ .....	28
Figure 2.5 : Relation existantes entre RCR et la vitesse de cisaillement corrigé , $V_{s1}$ .....	36
Figure 2.6 : Relation existantes entre RCR et la vitesse de cisaillement corrigé , $V_{s1}$ pour différents sables avec moins de 10% de fines déterminée à partir d'essai triaxiaux cyclique (Tokimatsu et Uchida,1990.....	37
Figure 2.7 : Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Robertsen et al,1992).....	39
Figure 2.8 : Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Kayen et al,1992) .....	40
Figure 2.9 : Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Lodge,1994).....	41
Figure 2.10 : Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude et pour des sols propres non cimentés d'âge holocène (Andrus et Stokoe, 1997).....	42

### Chapitre3 : Evaluation du potentiel de liquéfaction

Figure 3.1 : Vue globale du site d'investigation .....	43
Figure 3.2 : Plan d'implantation des différents sondages .....	44
Figure 3.3 : Carte sismique.....	44
Figure 3.4 Diagramme résumant la procédure de Robrtson et Wride pour le calcul de la résistance de pointe normalisée.....	46

Figure 3.5 : Profil de la résistance de pointe.....	46
Figure 3.6 : Profil de frottement latéral.....	47
Figure 3.7 : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur .....	48
Figure 3.8 : Variation de LPI en fonction de la profondeur .....	49
Figure 3.9 : Profil de frottement latéral .....	50
Figure 3.10 : Profil de la résistance de pointe.....	50
Figure 3.11 : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur.....	52
Figure 3.12 : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur.....	53
Figure 3.13 : Profil de la résistance de pointe.....	54
Figure 3.14 : Profil de frottement latéral.....	55
Figure 3.15 : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur.....	56
Figure 3.16 : Variation de LPI en fonction de la profondeur.....	57
Figure 3.17 : Profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur.....	58
Figure 3.18 : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur.....	59
Figure 3.19 : Indice de potentiel de liquéfaction .....	59
Figure 3.20 : Profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur.....	60
Figure 3.21 : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur.....	61
Figure 3.22 : Indice de potentiel de liquéfaction.....	61
Figure 3.23 : Profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur.....	62
Figure 3.24 : Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur.....	63
Figure 3.25 : Indice de potentiel de liquéfaction.....	63

## Liste des Tableaux

Tableau 2.1: Les différents essais in situ en comparaison avec leurs avantages d'utilisation.....	18
Tableau 2.2 : Relations proposées pour la normalisation par rapport à la contrainte des sols sus-jacent pour les valeurs de N dans un essai STP .....	21
Tableau 2.3 : Correction au SPT modifiée par Skempton, 1986, énumérées par Robertson et Wride (1998).....	23
Tableau 2.4 : Différentes valeurs de $K_m$ selon plusieurs auteurs (adopté par Youd et Idriss).....	24
Tableau 2.5 : Indice $I_c$ et type de comportement de sol et $I_c$ zone type du comportement du sol.....	28
Tableau 2.6 : Valeurs critiques de la résistance de pointe $q_0$ selon la méthode chinoise.....	32
Tableau 2.7 : Détermination de $C_p$ selon le type de sol et son indice de plasticité Type du sol Sable Sol silteux.....	32
Tableau 3.1 : Coefficient d'accélération de Zone A.....	45
Tableau 3.2 : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride (1998).....	47
Tableau 3.3 : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride (1998).....	51
Tableau 3.4 : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride (1998).....	56
Tableau 3.5 : Calcul du facteur de sécurité méthode SPT Blake (1999).....	58
Tableau 3.6 : Calcul du facteur de sécurité méthode SPT Blake (1999).....	60
Tableau 3.7 : Calcul du facteur de sécurité méthode SPT Blake (1999).....	64

## Liste des notations et indices

CSR	« Cyclic Stress Ratio » rapport de la contrainte cyclique
CRR	« Cyclic Resistance Ratio » rapport de résistance cyclique.
CRR7.5	Rapport de résistance cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter
CSR 7.5	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.
Lbi	liquéfaction potentiel index.
$a_{max}$	L'accélération maximale induite par le tremblement de terre
$\sigma_{v0}$	La contrainte verticale totale
$\sigma'_{v0}$	la contrainte verticale effective
$\tau_{cyc}$	est 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
$K_\alpha$	coefficient de correction qui tient compte de la contrainte de cisaillement statique initiale(conditions au sol en pente)
$K_\sigma$	Facteur de correction de contrainte verticale effective
$f$	coefficient dépend de la densité relative (Dr).
$C_\sigma$	Facteur de correction
$(N1)_{60}$	la valeur corrigée de <i>SPT-N</i>
$N$	le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT
$CN$	est la correction de la contrainte de sols sus-jacents
$CE$	est la correction du taux d'énergie de la masse
$CB$	est la correction du diamètre du forage
$CR$	est la correction de la longueur du train de tiges
$CS$	est la correction du carottier avec ou sans revêtement
$(N_1)_{60}$	Le nombre de coups du SPT, normalisé à une pression du terrain de recouvrement de 100 KPa, approximativement, et pour 60% d'énergie de tige.
$\Delta(N_1)_{60}$	Facteur de correction pour le passage de $(N1)_{60}$ à $(N1)_{60cs}$
$(N1)_{60cs}$	Le nombre de coups corrigé du SPT.
Fs	Le facteur de sécurité.

$q_{c1}$	Résistance de pointe du CPT.
$q_{c1N}$	La résistance de pointe corrigée
$(q_{c1N})_{cs}$	la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre
$K_c$	un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol
$V_{s1}$	Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement $V_s$
$V_{s1}^*$	Limite supérieure de $V_s$ pour que la liquéfaction se produise
$(V_{s1})_{csal}$	vitesse d'onde de cisaillement corrigé
$K_{cs}$	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
$G$	Le module de cisaillement
$G_{max}$	Module de cisaillement de basse contrainte
$D$	Le coefficient d'amortissement des sols
$\varphi$ (°)	Angle de frottement,
$t$	le temps
$\alpha$	paramètre de la loi de Ramberg-Osgood
$\gamma$	déformation de cisaillement ou distorsion

# **Introduction général**

## **Introduction général**

Lors d'un séisme, les contraintes de déformations cycliques développées dans une couche de sol peuvent lui causer une perte partielle ou totale de sa capacité portante. Si une couche de sol perd complètement sa capacité portante, on dit qu'elle s'est liquéfiée.

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que le taux et l'étendue des déformations en cas de liquéfaction durant un chargement cyclique dépendent des caractéristiques compositionnelles du matériau, comme la granulométrie, la taille et la forme des particules. En effet, les sols dans lesquels la résistance à la déformation est mobilisée par le frottement entre les particules sous l'influence de la pression de confinement, présentent les types les plus susceptibles à la liquéfaction. Lorsque le sol est fin ou contient des particules fines, une cohésion ou adhésion tend à se développer entre ces particules, les empêchant ainsi de se séparer. En conséquence, les sables contenant une certaine fraction fine révèlent une meilleure résistance à la liquéfaction que les sables propres. Durant une longue période, les sols fins ont été considérés comme non-liquéfiables, ou à faible potentiel de liquéfaction.

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

Pour concrétiser et faciliter l'application de ces méthodes, nous avons utilisé le logiciel Matlab V 2013.

Le plan du mémoire peut être exposé comme suit :

**Le premier chapitre** expose un aperçu global sur le séisme et ses caractéristiques ainsi que ses différents paramètres.

**Le deuxième chapitre** traite les différentes méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols telles que l'approche par contraintes cycliques (Seed et Idriss, 1971) qui inclut la méthode de Blake (1999) basée sur l'essai SPT , la méthode de

Robertson et Wride (1998) basée sur les résultats de l'essai CPT , la méthode de Olsen (1997) basée sur les résultats de l'essai CPT, et enfin la méthode de la vitesse de l'onde de cisaillement d' Andrus et Stokoe (1997).

**Le troisième chapitre** représente le noyau de notre travail, il expose les différents résultats des facteurs de sécurité obtenus dans cette étude. Le site étudié est le projet



# **Chapitre 01**

## **Généralité sur les séismes**

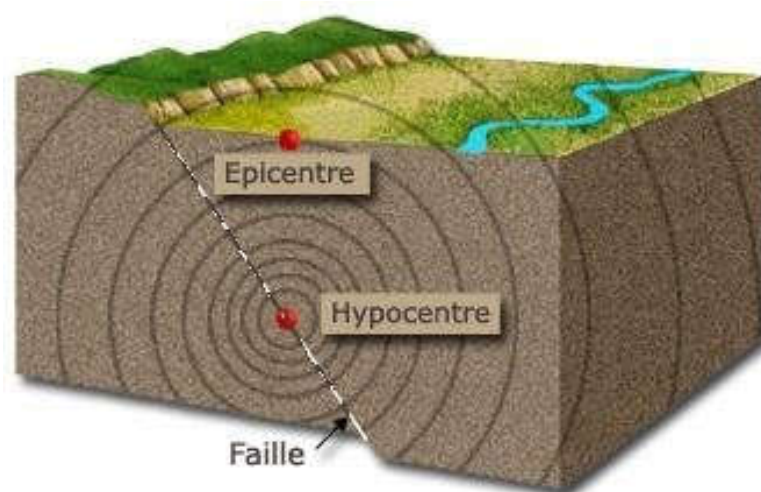
## **Chapitre 01 : Généralité sur les séismes**

### **1. Le séisme**

Un séisme ou un tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ 100 000 séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes) (François, 2005).

#### **1.1. Caractéristiques principales**

Le point d'origine d'un séisme est appelé hypocentre ou foyer sismique. Il peut se trouver entre la surface et jusqu'à sept cents kilomètres de profondeur (limite du manteau supérieur) pour les événements les plus profonds. On parle de l'épicentre du séisme pour désigner le point de la surface de la terre qui se trouve directement au-dessus de l'hypocentre (François, 2005).



**Figure 1.1** Épicentre, hypocentre (foyer) et faille.

## **1.2. Trois catégories de tremblements de terre**

Un tremblement de terre est une secousse plus ou moins violente du sol qui peut avoir trois origines : rupture d'une faille ou d'un segment de faille (séismes tectoniques) ; intrusion et dégazage d'un magma (séismes volcaniques) ; explosion, effondrement d'une cavité (séismes d'origine naturelle ou dus à l'activité humaine). En pratique on classe les séismes en trois catégories selon les phénomènes qui les ont engendrés :

### **Séismes tectoniques**

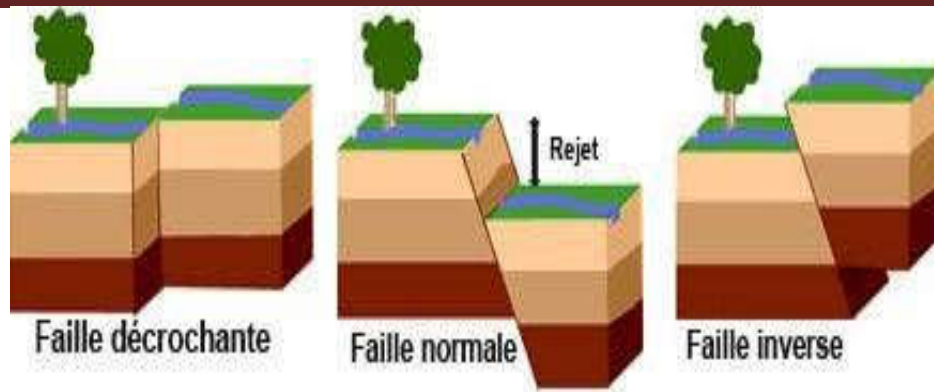
Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes), et l'énergie s'accumule par la déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes.

### **Séismes d'origine volcanique**

Les séismes d'origine volcanique résultent de l'accumulation de magma dans la chambre magmatique d'un volcan. Les sismographes enregistrent alors une multitude de microséismes (trémor) dus à des ruptures dans les roches comprimées ou au dégazage du magma. La remontée progressive des hypocentres (liée à la remontée du magma) est un indice prouvant que le volcan est en phase de réveil et qu'une éruption est imminente.

### **Séismes d'origine artificielle**

Les séismes d'origine artificielle ou « séismes induits » de faible à moyenne magnitude sont dus à certaines activités humaines telles que barrages, pompes profonds, extraction minière, explosions souterraines ou nucléaires. Ils sont fréquents et bien documentés depuis les années 1960-1970.



**Figure 1.2** Les trois grands types de failles.

### 1.3. Magnitude

La puissance d'un tremblement de terre peut être quantifiée par sa magnitude, notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter. La magnitude se calcule à partir des différents types d'ondes sismiques en tenant compte de paramètres comme la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre, la fréquence du signal, le type de sismographe utilisé, etc. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue logarithmique. En raison de ce caractère logarithmique, lorsque l'amplitude du déplacement du sol est multipliée par 10, la magnitude augmente d'une unité. Ainsi, un séisme de magnitude 7 provoquera un déplacement du sol dix fois plus important qu'un événement de magnitude 6, cent fois plus important qu'un de magnitude 5. La magnitude, souvent appelée magnitude sur l'échelle de Richter, terme le plus connu du grand public, est généralement calculée à partir de l'amplitude ou de la durée du signal enregistré par un sismographe. Plusieurs valeurs peuvent être ainsi calculées (Magnitude locale  $ML$ , de durée  $MD$ , des ondes de surfaces  $MS$ , des ondes de volumes  $MB$ ). Mais ces différentes valeurs ne sont pas très fiables dans le cas des très grands tremblements de terre. Les sismologues lui préfèrent la magnitude de moment (notée  $MW$ ) qui est directement reliée à l'énergie libérée lors du séisme. Des lois d'échelle relient cette magnitude de moment aux paramètres géométriques du séisme (surface rompue et quantité de glissement sur la faille).

### 1.4. Intensités d'un séisme

La magnitude d'un séisme ne doit pas être confondue avec l'intensité macrosismique qui se fonde sur l'observation des effets et des conséquences du séisme en un lieu donné : vibration des fenêtres, nombre de personnes qui ressentent les

secousses, ampleur des dégâts, etc. Les échelles d'intensité comportent des degrés notés en nombres romains, de I à XII pour les échelles les plus connues (Mercalli, MSK ou EMS). Parmi les différentes échelles, on peut citer :

- L'échelle Rossi-Forel (aussi notée RF) ;
- L'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi notée MSK) ;
- L'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée) ;
- L'échelle de Shindo de l'agence météorologique japonaise ;
- L'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes. L'intensité dépend du lieu d'observation des effets. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre en raison de l'atténuation introduite par le milieu géologique traversé par les ondes sismiques, mais d'éventuels effets de site (écho, amplification locale par exemple) peuvent perturber cette loi moyenne de décroissance.

### **1.5. Mesure d'un tremblement de terre selon RICHTER**

L'échelle de Richter a été instaurée en 1935. Elle nous fournit ce qu'on appelle la magnitude d'un séisme, calculée à partir de la quantité d'énergie dégagée au foyer. Elle se mesure sur une échelle logarithmique ouverte ; à ce jour, le plus fort séisme a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter (Chili). Cette fois, il s'agit d'une valeur qu'on peut qualifier d'objective: il n'y a qu'une seule valeur pour un séisme donné. Aujourd'hui, on utilise un calcul modifié du calcul originel de Richter, en faisant intervenir la dimension du segment de faille le long duquel s'est produit le séisme.

### **1.6. Propagation des ondes sismiques**

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement de sol (rupture) le long d'une faille active, à partir du foyer. La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée. Dans une région éprouvée par un grand séisme, vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques. Ces répliques achèvent souvent de détruire les constructions endommagées par la secousse principale. On distingue deux types d'ondes :

Les ondes de volume c'est-à-dire celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et les ondes de surface.

### **1.7. Ondes de volume**

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieure de la terre sous deux formes :

- ***Ondes primaires P :***

Ou ondes longitudinales, ces types d'ondes font basculer les ouvrages d'avant en arrière dans la même direction que leur propagation, elles induisent donc, un mouvement vertical dans les ouvrages ce mouvement sera d'autant plus important que l'ouvrage se trouve à proximité de l'épicentre, elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse de 6 à 8 km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

- ***Ondes secondaires S :***

Ou ondes de cisaillement, elles se propagent dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume. C'est bien ce type d'ondes qui produit un mouvement horizontal dans les ouvrages.

On peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol :

$$\lambda_l = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Dans la théorie d'élasticité :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{et} \quad \nu = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon}$$

**E**: Module d'élasticité dynamique [N/m<sup>2</sup>] ;

**G**: Module de cisaillement dynamique [N/m<sup>2</sup>] ;

**$\lambda$** : Constante de Lamé ;

---

**$\nu$** : Coefficient de Poisson ;

**$\sigma$** : Contrainte normale dans une direction ;

**$\epsilon_l, \epsilon$** : Déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes :

➤ Pour les ondes  $P$  :

$$V_P(m/s) = \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (1.1)$$

➤ Pour les ondes  $S$  :

$$V_S(m/s) = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (1.2)$$

**$\rho$**  : Densité du milieu.

Les ondes  $P$  se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes  $S$  ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes  $P$  sont les premières à se manifester et à être enregistrées.

### 1.8. Ondes de surface

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre donnant naissance à des ondes de surface ne concernant le sol que sur une profondeur extrêmement faible; les ondes de surface les plus importantes sont les suivantes :

- **Ondes de Rayleigh :**

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical et dans le sens rétrograde. Ce mouvement entraîne des compressions ou des tractions, ainsi que des cisaillements dans le sol.

- **Ondes de Love :**

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan

---

tangent à la surface et perpendiculairement à la propagation. Leur mouvement n'engendre que des contraintes de cisaillement.

### 1.9. Séismes et risque sismique en Algérie

Toute la côte nord de l'Algérie se trouve dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Cette zone est classée parmi les zones les plus actives sismologiquement parlant. En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chlef actuellement), ce tremblement de terre fait 3 000 morts, et détruit 80% de la ville de Chlef, et cause des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens.

Ensuite, en mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumerdès, ce séisme à lui fait 1 400 victimes dans la wilaya de Boumerdès, et à cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains.

*« La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes : la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région ».* L'Algérie est divisée en deux plaques tectoniques séparées par la faille sud-atlasique. Au Nord se trouve la tectonique alpine et au Sud, la plateforme saharienne, qui est assez stable.



**Figure 1.3** La faille entre les plaques tectoniques africaine et eurasiennne passe par tout le littoral algérien.



# **Chapitre 2**

## **Les méthodes de calcul dupotential de liquéfaction**

## **Chapitre 2 : La liquéfaction**

### **2.1. Introduction sur la liquéfaction**

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

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

Où  $\sigma'$  = contrainte intergranulaire ou effective [kPa]

$\sigma$  = contrainte totale [kPa]

$u$  = pression interstitielle [kPa]

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

### **2.2 Présentation de quelques essais in situ**

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

### **2.2.1. Essai au SPT**

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

### **2.2.2 Essai au CPT et PD**

C'est peut-être les essais les plus populaires parmi les autres à cause de la rapidité de leur exécution, ce sont des essais économiques et procurent un profil continu de la géostratigraphie et de l'évaluation des propriétés du sol. L'essai CPT consiste à enfoncer une pointe conique à vitesse constante (20 mm/s) dans le sol et à mesurer la résistance en pointe  $q_c$  et le frottement latéral  $f_s$ , au cours du fonçage. L'essai au PD a en plus une sonde à mesurer la pression interstitielle. Bien que le nombre des essais réalisés sur site soit encore moins important que pour le SPT, ces essais sont plus reproductibles et donc plus fiables que ceux réalisés par le SPT. Leur utilisation s'étend aux argiles et aux sables denses, alors qu'ils ne sont pas recommandés pour les graviers. Ces essais ne procurent pas d'échantillons.

### **2.2.3 Essai au DMT**

Le dilatomètre de Marchetti utilise des mesures de pression en provenance d'une lame en inox enfoncée verticalement dans le sol à 200 m d'intervalle de profondeur. La vitesse d'enfoncement était de l'ordre de 20 mm/s. Le principe repose sur le gonflement d'une membrane placée dans la lame par l'intermédiaire d'un gaz (nitrogène). Deux mesures sont enregistrées : la première au moment du contact de la membrane avec le sol, notée  $p_0$  et la deuxième après un déplacement du centre de la membrane de 1,1 mm dans le sol.

À partir de ces deux mesures, trois indices sont calculés pour obtenir une stratigraphie du sol, des estimations des contraintes latérales au repos et du module élastique. Ces indices sont : l'indice du matériau,  $I_D$  qui aide à la classification du sol, le module de dilatomètre,  $E_D$  et l'indice des contraintes horizontales,  $K_D$  qui sont liés à la résistance du sol.

#### **2.2.4 Essais par les méthodes géophysiques**

Il existe différents types d'essais géophysiques comme par exemple les mesures des ondes mécaniques (sondages de réfraction sismique (SR), essai de crosshole, essai de down hole, et les essais d'analyse spectrale des ondes de surface (SASW)). Les ondes mécaniques sont utiles quant à la détermination des propriétés élastiques du sol, particulièrement le module de cisaillement. Ces techniques utilisent la propagation des ondes à leurs vitesses caractéristiques pour déterminer les différents types de couches, la rigidité élastique et les coefficients d'amortissement des sols. Ces essais sont réalisés à un niveau de déformation de l'ordre de  $10^{-5}$ . Les quatre formes d'ondes générées dans le sol sont : les ondes de compression (ondes P), les ondes de cisaillement (ondes S), les ondes Rayleigh (ondes R) et les ondes Love (ondes L). Ce sont plutôt les ondes P et S à qui on s'intéresse puisqu'elles sont directement reliées aux modules élastiques du sol.

#### **2.3 Les méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction**

En 1985, Le centre national des recherches (NCR), présidé par le professeur Whitman en 1945, a formé une assemblée de 36 experts pour revoir et évaluer l'art et la connaissance des désordres dus à la liquéfaction.

Une deuxième assemblée a été formée et sponsorisée 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. La liquéfaction était définie comme le phénomène observé quand il y a une génération de grandes pressions interstitielles dans le sol dues à un chargement cyclique (effet d'un séisme par exemple) et dont les conséquences sont le radoucissement sévère des sols granulaires. Selon le comité, les facteurs majeurs contrôlant la liquéfaction des sols cohérents saturés sont la durée et l'intensité des mouvements sismiques, la densité du sol et la pression de confinement effective. 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 trois approches :

- approche par contraintes cycliques (par exemple, Seed et Idriss, 1971);
- approche par déformations cycliques (par exemple, Dobry et autres, 1982);
- approche par intensité d'Arias (par exemple, Kayen et Mitchell, 1997).

Les concepts d'indice des vides critiques (Casagrande, 1936) et la droite d'état critique pour les sables (Been, 1999) peuvent être utilisés pour évaluer ces méthodes. Les méthodes basées sur contraintes cycliques et les déformations cycliques ont été développées à l'origine à partir d'essais de laboratoire.

Mais étant donné que la réponse cyclique des sols est contrôlée par des facteurs tels que la nature du sol, les prés déformations, l'histoire de chargement, la cimentation, et les effets de vieillissement (Seed, 1979) qui ne peuvent pas être reproduites au laboratoire, on utilise très souvent des relations empiriques développées à partir des paramètres obtenus in situ. L'approche d'intensité d'Arias pour l'évaluation de liquéfaction s'est développée en utilisant des bases de données in situ comme des sismogrammes enregistrés de tremblement de terre. Puisque cette méthode utilise l'histoire entière d'un accélérogramme, les incertitudes des procédures simplifiées et des facteurs d'échelle empiriques d'amplitude (MSF) peuvent être réduites au minimum.

### **2.3.1 Approche par contraintes cycliques (Seed et Idriss, 1971)**

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  $R_{cs}$  est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche ( $\tau_{cyc}$ ) normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus jacent ( $\sigma'_{v0}$ ). Il est fonction de l'accélération en surface maximale ( $a_{max}$ ), de la profondeur au point considéré ( $z$ ), des contraintes verticales totales ( $\sigma_{v0}$ ) et effectives ( $\sigma'_{v0}$ ). ( $a_{max}$ ) 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 RCS est généralement présenté par l'équation suivante :

$$R_{cs} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \times \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \times \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \times r_d \quad (2.2)$$

Où

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

$a_{max}$  : Amplitude maximale de l'accélération horizontale au niveau de la

surface du sol.

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

$g$  : Constante gravitationnelle ( $m/s^2$ ).

$r_d$  : Facteur de réduction de profondeur, également connu sous le nom de coefficient de réduction de contrainte (sans dimensions)

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 générée 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,  $\tau_{cyc}$ , qui représente un niveau de contrainte indicatif de la réponse globale de la couche de sol.

$$\tau_{cyc} = 0.65 \times (\tau_d)_{max} \quad (2.3)$$

Et afin d'éviter l'analyse dynamique, il est préférable d'utiliser directement l'équation 2.1.

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

$$r_d = 1 - 0.00765 \times z \quad \text{pour } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (2.3a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{pour } 9.15\text{m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (2.3b)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad \text{pour } 23 < z \leq 30 \text{ m} \quad (2.3c)$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{pour } z > 30 \text{ m} \quad (2.3d)$$

Où ( $z$ ) est la profondeur du sol en mètre. Les deux équations (2.3a) et (2.3b) ont été proposées par Liao et Whitman en 1986, la partie (2.3c) a été ajoutée par Robertson et Wride en 1996, et la partie (2.3d) a été proposée par un ingénieur de l'armée américaine, Marcuson. Ces équations donnent une valeur moyenne de  $r_d$  et sont présentées sur la figure 2.1 avec l'intervalle des valeurs proposées par Seed et Idriss (pour les premiers 15m de profondeur). Comme alternative pour l'équation (2.3), Blake (1999) propose une seule équation pour le calcul de  $r_d$ :

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \times z^{0.5} + 0.04052 \times z + 0.001753 \times z^{1.5}}{1 - 0.4177 \times z^{0.5} + 0.05729 \times z - 0.006205 \times z^{1.5} + 0.001210 \times z^2} \quad (2.3e)$$

Au Japon,  $r_d$  est simplement pris égal à :

$$r_d = 1 - 0.0015 \times Z$$

En général, la méthode simplifiée n'est pas vérifiée pour des profondeurs supérieures à 15 m. 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 :

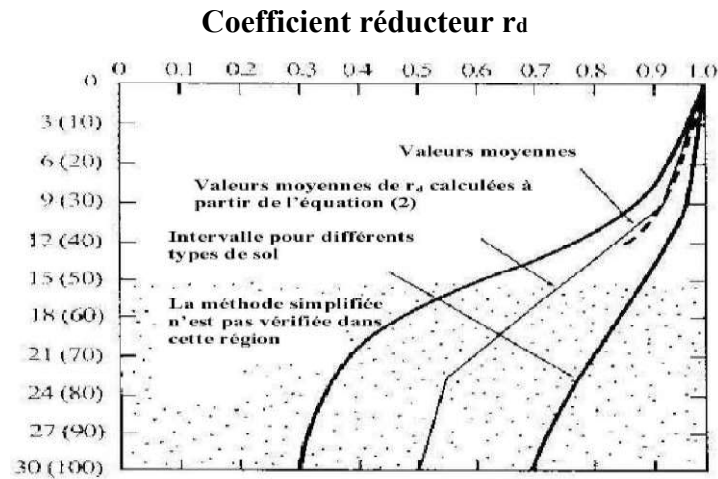
$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z) \times Mw) \quad (2.3f)$$

Avec :

$$\alpha(z) = -1.01 - 1.126 \sin[(z/11.73) + 5.133]$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \times \sin[(z/11.28) + 5.142]$$

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



**Figure 2.1** Courbe de  $r_d$  en fonction de la profondeur développée par Seed et Idriss (1971) avec les lignes des valeurs moyennes ajoutées à Partir des équations

### 2.3.1.1 Facteur d'échelle d'amplitude

La magnitude du mouvement due 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 (2.2), ainsi les facteurs d'échelle d'amplitude (MSF) ont été développés.

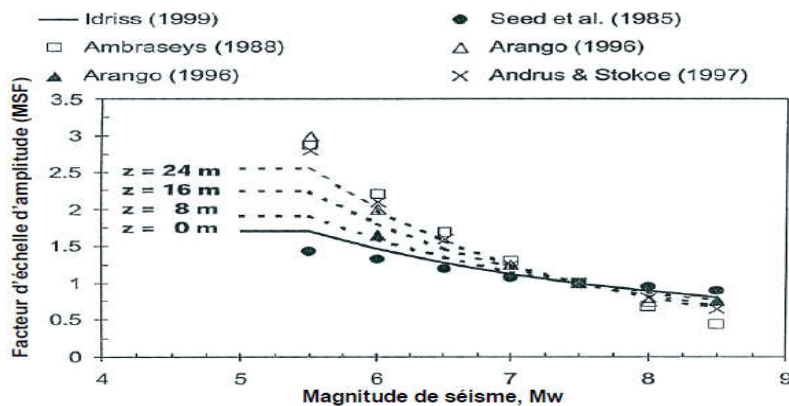
L'amplitude de référence pour l'analyse basée sur l'approche par contraintes cycliques est de 7,5. Initialement, on a développé les tendances de MSF à partir de données sur chantier et au laboratoire, en se basant sur des relations entre l'amplitude et le nombre de cycles de contraintes équivalents. Une relation entre l'amplitude du moment,  $M_w$ , et le nombre significatif de cycles de contraintes,  $n_{eq}$ , peut être exprimée selon l'équation 2.4 (Seed et al., 1985):

$$n_{eq} = 0.0007 M_w^{4.94} \quad (2.4)$$

plusieurs auteurs ont étudié la variation des facteurs d'échelle d'amplitude (Ambraseys, 1988; Arango, 1996; Andrus et Stokoe, 1997). Des études ont permis l'élaboration des recommandations de NCEER (Youd et Noble, 1997). 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 (Idriss, 1999):

$$MSF = 31.9 \times M_w^{-1.72} \quad (2.5)$$

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



**Figure 2.2** Variation du MSF (facteur d'échelle) avec l'amplitude du moment d'un séisme (Mayne et al, 1999)



### 2.3.1.2 Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, RCR

Le  $R_{CS}$  est en fonction des mouvements de tremblement de terre, alors que le rapport de la résistance au cisaillement cyclique ( $R_{CR}$ ) 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 ( $R_{CR7.5}$ ) en fonction d'un paramètre de résistance normalisée d'un essai in situ (par exemple,  $(N_1)_{60}$ ,  $V_{s1}$ ,  $q_{c1} \dots$ ). Des données de comportement in situ pour des séismes d'amplitudes différentes de 7,5 sont corrigées aux valeurs de  $R_{CS7.5}$ .

$$R_{CS7.5} = \frac{R_{CS}}{MSF} \quad (2.6)$$

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  $R_{CR7.5}$ , est établie entre les sites liquéfiés et non liquéfiés. En conclusion, l'analyse basée sur l'approche des contraintes cycliques comprend les étapes suivantes :

1. détermination de l'accélération maximale  $a_{max}$  est le moment  $M_w$  pour une étude sismique ;
2. détermination du profil du rapport de contraintes cyclique ( $R_{CS}$ ) avec la profondeur en utilisant les équations 2.1 à 2.4 ou bien par une analyse spécifique du chantier en question (par exemple Idriss et Sun, 1992);
3. évaluation des paramètres critique de la résistance des couches à partir des résultats 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  $R_{CR}$  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 ( $F_s$ ) contre la liquéfaction pour une étude du séisme en considération (Youd et Noble, 1997).

$$F_s = \left( \frac{R_{CR7.5}}{R_{CS}} \right) \times MSF$$

Où

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

### 2.3.2 Évaluation de la liquéfaction par les méthodes de l'essai SPT

La résistance à la liquéfaction des sols est en général évaluée à partir des méthodes et des procédures développées en se basant sur des essais in situ. Les essais les plus fréquents qui ont gagné un usage commun et auxquels on a recours de plus en plus ces dernières années à cause de leur efficacité dans l'évaluation de la résistance à la liquéfaction des sols sont le SPT, le CPT, le Vs, le DMT. Ces tests présentent des avantages et des désavantages (tableau 2.1).

**Tableau 2-1.** Les différents essais in situ en comparaison avec leurs avantages d'utilisation

	Type d'essai			
	SPT	CPT	Vs	DMT
Nombre de mesures 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
L'essai mesure un Index ou bien des propriétés	Index	Index	Propriétés	Index

Les critères développés pour évaluer la résistance du sol à la liquéfaction basés sur les essais SPT ont été plutôt robustes. Ces critères sont largement intégrés dans la courbe de RCS en

fonction du nombre de coup (N1)<sub>60</sub>. La courbe de base étant celle qui correspond à un RCR pour un pourcentage de fines inférieur ou égal à 5 % ; elle est désignée comme étant la courbe de « base simplifiée » valable pour un séisme d'une magnitude de 7,5.

### 2.3.2.1 La normalisation des contraintes

Étant 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 profondeur. L'équation générale pour les paramètres de normalisation des contraintes peut être exprimée comme :

$$M_I = C_M \times M \quad (2.7)$$

Où  $M_I$  est la mesure in situ normalisée par rapport à une contrainte verticale effective égale à une atmosphère (par exemple,  $N1$ ,  $q_{c1}$ ,  $V_{s1}$ ). 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 :

$$C_M = \frac{1}{(\sigma'_{v0})^n} \quad (2.8)$$

Où  $\sigma'_{v0}$  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 (par exemple, Seed et al, 1983), dépendant du type de sol (par exemple, Olsen, 1988; Robertson et Wride, 1997), ou bien dépendant du type et de la rigidité de sol (Olsen et Mitchell, 1995). Ces termes tendent à l'infini quand la contrainte effective due au sol sus jacent approche zéro. Pour prendre en considération ce cas particulier, quelques relations incorporent une correction arbitraire maximale (par exemple,  $C_N \leq 2$ ; Robertson et Wride, 1997), alors que d'autres ont adapté la forme suivante (Skempton, 1986; Shibata et Teparaksa, 1988; Kayen et autres, 1992):

$$C_M = \frac{\frac{a}{b} + 1}{\frac{a}{b} + \sigma'_{v0}} \quad (2.9)$$

Où  $\sigma'_{v0}$  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 pointe ( $q_t - \sigma'_{v0}$ ) est fondamentalement correcte et nécessaire pour les argiles, mais elle est souvent insignifiante et négligée dans le cas des sables

### **2.3.2.2 Méthode approximative de Blake (1999)**

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

$$R_{CR7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (2.10)$$

Où :

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

$$a = 0,048$$

$$b = -0,1248$$

$$c = -0,004721$$

$$d = 0,009578$$

$$e = 0,0006136$$

$$f = -0,0003285$$

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

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

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 selon Robertson et Wride (1997) :

$$(N_1)_{60cs} = K_s (V_{s1})_{cs} \quad (2.11)$$

$$K_s = 1 \left[ \left( \frac{0,75}{30} \right) * (F.C. - 5) \right] \quad (2.12)$$

L'équation (2.11) est seulement valable pour  $(N1)_{60} < 30$  et son avantage est qu'elle peut être appliquée sur des programmes simples comme Excel. Robertson et Wride en 1998 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 (2.11) soit étendue jusqu'à un RCR minimal de 0,05. Ils ont montré également l'importance de considérer l'effet du pourcentage des fines et de la plasticité du sol.

**Tableau 2.2** Relations proposées pour la normalisation par rapport à la contrainte des sols sus jacents pour les valeurs de N dans un essai SPT

Paramètre mesuré et corrigé	Paramètre normalisé, $(N1)_{60}$	Type de sol	Référence
$N_{60}$	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.55}$	Sable Dr = 40-60%	Seed et al., 1983
	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.45}$	Sable Dr = 60-80%	Seed et al., 1983
	$N_{60}/((\sigma'_{v0})^{0.56})$	Sable	Jamiolkowski et al., 1985a
	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^{0.5}$	Sable	Liao et Whitman, 1986
	$2N_{60}/(1 + \sigma'_{v0})$	Sable moyen. Dense	Skempton, 1986
	$3N_{60}/(2 + \sigma'_{v0})$	Sable dense	Skempton, 1986
	$1,7N_{60}/(0,7 + \sigma'_{v0})$	Sable fin OC	Skempton, 1986
$N_{60}$	$N_{60}/(\sigma'_{v0})^n$	n=1 argile n=0,7 sable lâche n=0,6 sable	Olsen, 1997 Olsen, 1994

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 du train de tiges, etc

. D'où le calcul de  $(N_1)_{60}$ , après avoir introduit les corrections mentionnées ci-dessus :

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (2.13)$$

Avec :

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

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

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

$C_B$  : est la correction du diamètre du forage ;

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

$C_S$  : est la correction du carottier avec ou sans revêtement.

Le tableau (2.5) 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  $K_s$  et le facteur  $K_a$  pour tenir en compte des contraintes de cisaillement importantes dues aux inclinaisons du sol. En 1982, Seed et Idriss ont proposé l'équation suivante pour le calcul de  $K_m$  :

$$K_m = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (2.14)$$

**Tableau 2.3** Corrections au SPT modifié par Skempton, (1986), énumérées par Robertson et Wride (1998)

Facteur	Variable d'équipement	Notation	Correction
Contrainte de sols sus-jacents	$\sigma'_{v0}$	$C_N$	$(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ où $C_N \leq 2$ et $P_a = 100 \text{ KPa}^3$
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	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	CB	1,0 1,05 1,15
Longueur de la Tige	3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 10 à 30 > 30 m	CR	0,75 0,8 0,85 0,95 <1,0
Méthode du carottage	Carottage standard Carottage sans revêtement	CS	1,00 1,1 à 1,3
Dimension des particules	Taille de grain de sable en mm (D50)	$C_p$	$60 + 25 \times \log D50$
Vieillessement	Temps (t) en années depuis déposition	CA	$1,2 + 0,05 \times \log(t/100)$
Surconsolidation	OCR	COCR	$OCR^{0.2}$

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

$$R_{CR\text{ etude}} = R_{CR7.5} \times K_m \times K_\sigma \times K_\alpha$$

Le tableau (2.4) présente les différentes valeurs de  $K_m$  proposées par plusieurs auteurs.

**Tableau 2.4** Différentes valeurs de  $K_m$  selon plusieurs auteurs (adopté par Youd et Idriss)

<b>Km selon différents auteurs</b>			
Echelle de séisme (M)	Seed et Idriss (1982)	Idris (1995)	Ambraseys (1988)
5,5	1.43	2.20	2.86
6	1.32	1.76	2.20
6.5	1.19	1.44	1.69
7	1.08	1.19	1.30
7.5	1.00	1.00	1.00
8	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

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

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \quad (2.15)$$

Où :

$\sigma'_{v0}$ : est la contrainte verticale initiale effective ;  $P_a$  : est une pression de référence, en général 100 kPa .

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

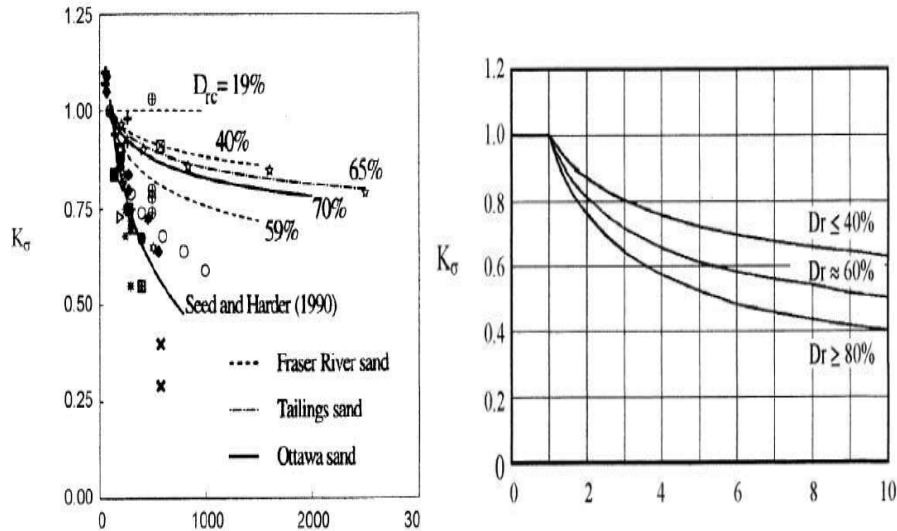
Pour  $40\% \leq Dr \leq 60\%$  ,  $0,7 \leq f \leq 0,8$

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

(Recommandations adoptées par le comité NCEER ).

Sur les figures 2.3 (a) et 2.3(b) présentées, ci-dessous quelques bases de données pour la détermination de  $K_\sigma$  pour la pratique des ingénieurs.





Contrainte de confinement effective,  $\sigma'_{3c}$  (kPa)    Contrainte verticale effective,  $\sigma'_v$  (kPa)

Figure 2.3 (a) et (b) : Abaques pour la détermination de  $K_\sigma$  pour la pratique des ingénieurs. et Olsen, 1999)

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

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (2.16)$$

$(N_1)_{60CS}$  : la résistance équivalente au sable propre

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des coefficients qui sont déterminés à partir des conditions suivantes :

$$\alpha = 0 \text{ et } \beta = 1,0 \quad \text{si } F.C. \leq 5\%$$

$$\alpha = \exp[ 1.76 - (190 / F.C.^2) ] \text{ et } \beta = [0,99 + (F.C.^{1.5} / 1000) ] \text{ si } 5\% < F.C. < 35\%$$

$$\alpha = 5 \text{ et } \beta = 1,2 \quad \text{si } F.C. \leq 35\%$$

### 2.3.3 Évaluation de liquéfaction par la méthode de l'essai CPT

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.

#### 2.3.3.1 Méthode de Robertson et Wride (1998)

La détermination du rapport de la résistance du sol au chargement cyclique RCR 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  $R_{CR}$  est principalement influencé par l'état du sol (c.à.d. son indice des vides  $e$ , la pression de confinement effective  $p\phi$  et la structure du sol) et l'intensité et la durée du chargement cyclique (c.à.d. la contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc}$ , le nombre de cycles  $N$ ). Ces essais ont montré également que l'indice qui influe le plus  $R_{CR}$ , est l'indice de plasticité des fines contenues dans le sable (Ishihara et Koseki, 1989) :  $R_{CR}$  semble croître avec cet indice (Ishihara, 1993).

Dans certaines conditions, il était utile de vérifier le critère chinois (Wang, 1979) 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.

L'interprétation de ce critère a été faite par Marcuson et al.(1990) 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.

À cause des difficultés et des mauvaises reproductibilités associées avec les essais SPT, plusieurs corrélations ont été proposées pour estimer  $R_{CR}$  pour le sable propre et le sable limoneux à partir d'une résistance de pointe corrigée d'un essai CPT (Robertson et Campanelle 1985 ; Seed et de Alba 1986 ; Olsen et Malone 1988 ; Shibata et Teparaska 1988 ; Mitchel et Tseng 1990, Olsen et Koester 1995, Robertson et Fear 1995). La résistance de pointe  $q_c$  est corrigée par rapport à la pression de surcharge et sa valeur normalisée est donnée par l'équation (2.17).

$$q_{c1N} = \left[ \frac{q_c}{P_{a2}} \right] \times C_Q \quad (2.17)$$

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

$$C_Q = \left[ \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n \quad (2.18)$$

Où  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte verticale initiale effective, avec  $P_{a2}$  et  $P_a$  sont des pressions de référence de la même unité que  $q_c$  et  $\sigma'_{v0}$ .  $P_a=100$  kPa, si  $q_c$  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 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 15m ( 84% des profondeurs sont < 10m).

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 :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_C \times q_{c1N} \quad (2.19)$$

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  $R_{CR}$ , de certains nombre travaux ont porté sur cet aspect (Olsen et Malon, 1988 ; Olsen et Koester, 1995 ; Robertson et Campanella, 1988 ; Robertson 1990). Les résultats obtenus ont permis la définition d'un indice  $I_c$  du comportement de sol. Suivant la valeur de  $I_c$ , on peut déterminer globalement le comportement du sol concerné (tableau 2.7).

$$I_c = [ ( 3.47 - \log q_{c1N} )^2 + ( \log F + 1.22 )^2 ]^{0.5}$$

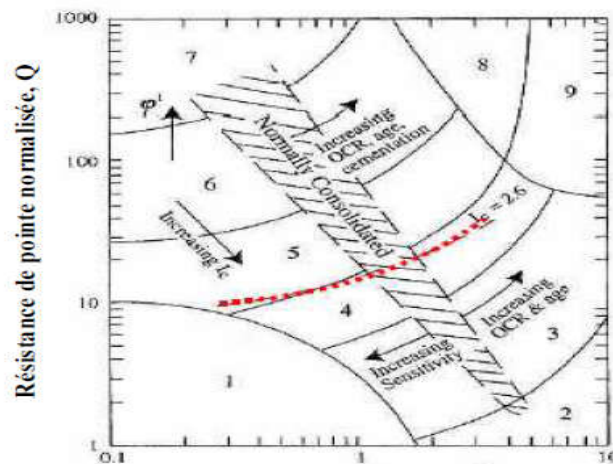
$$\text{où } F = [ f_s / (q_c - \sigma_{v0}) ] \times 100\%$$

Ces limites sont données dans le tableau 2.7 et sur la figure 2.4

**Tableau 2.5** Indice  $I_c$  et type de comportement de sol  $I_c$  Zone Type du comportement du sol

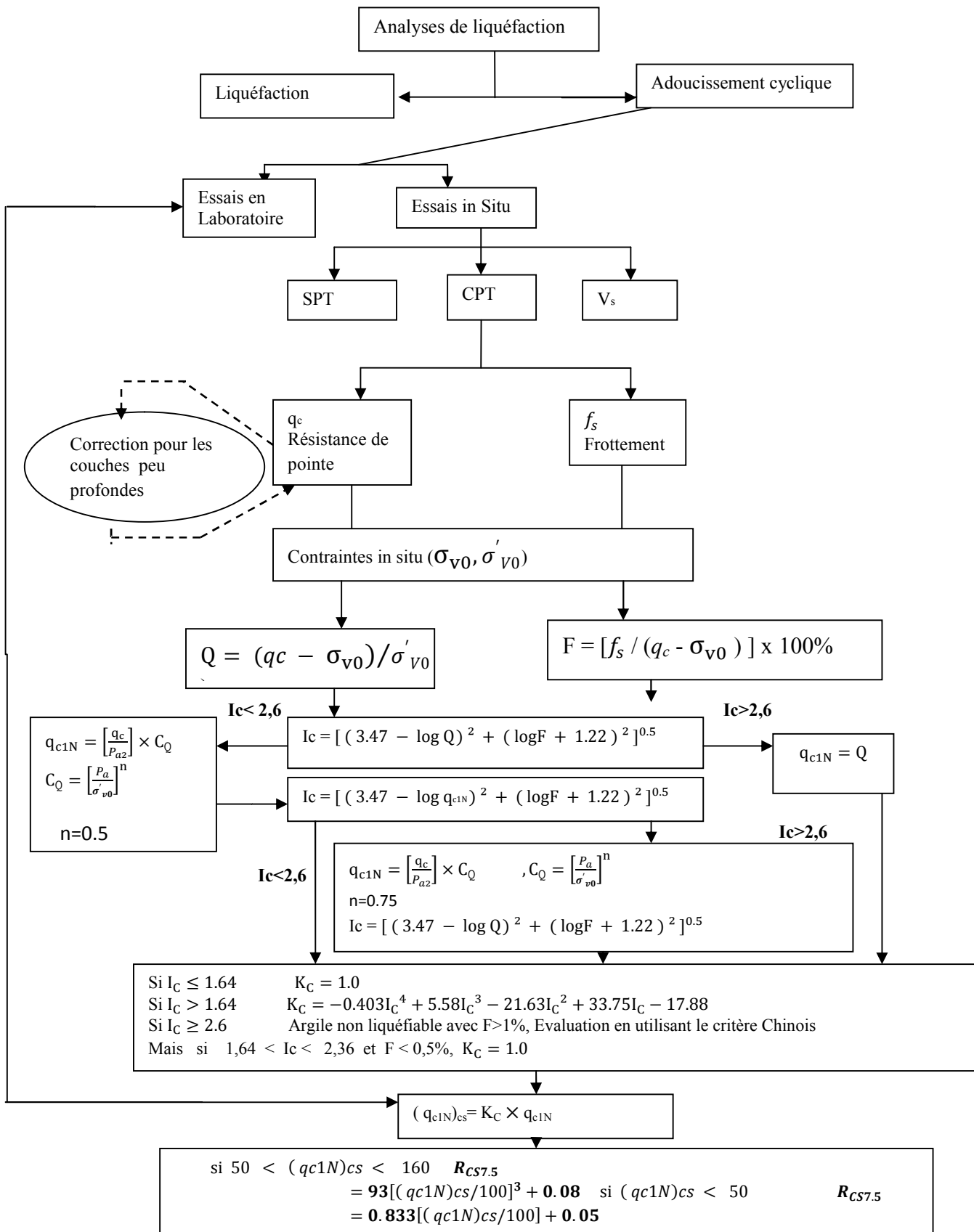
$I_c$	Zone	Type du comportement du sol
$I_c < 1.31$	7	Sable gravier à sable dense
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Sable propre à sable silteux
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Sable mélangé
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mélange de silt : argile -silt
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Argile silteuse à pure argile
$I_c > 3.60$	2	Sol organique

Sur la figure 2.4, le comportement du sol est schématisé suivant un abaque en fonction de la résistance de pointe normalisée  $Q$ , l'indice  $I_c$  et le rapport des frottements normalisés  $F$ . Par exemple, un sol avec un rapport  $F$  de l'ordre de 5%, d'indice  $I_c$  de 2,8 et de résistance  $Q$  de 20 kPa se situe dans la zone 3, c'est-à-dire il a un comportement semblable aux argiles limoneuses



**Figure 2.4** le comportement du sol en fonction de  $Q$  et l'indice  $I_c$

Figure 2-4 : Abaque représentant la nature du comportement du sol d'un CPT normalisé



**Figure 2.5** Organigramme illustrant l'application de la méthode intégrale de CPT pour l'évaluation du RCR dans les sols sableux (Robertson et Wride 1998) En 1998, Robertson et al. ont proposé une relation entre  $I_c$  et le pourcentage des fines apparent  $FCa$  (%). 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  $I_c$  :

$$\begin{aligned} \text{Si } I_c < 1,26 & \quad FCa (\%) = 0 \\ \text{Si } 1,26 \leq I_c \leq 3,5 & \quad FCa (\%) = 1,75 \times I_c^{3,25} - 3,7 \\ \text{Si } I_c > 3,5 & \quad FCa (\%) = 100 \end{aligned}$$

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.

### **2.3.3.2 .Méthode d'Olsen et al. (1997) :**

Dans la méthode d'évaluation de RCR à partir des mesures de CPT proposée par Olsen et al. en 1997, RCR est calculé de la façon suivante :

$$R_{CR} = 0.0128 [q_c / (\sigma_v')^{0.7}] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028 R_f^2 + 0.0016 R_f^3$$

où  $q_c$  est la résistance de pointe exprimée en atm.,  $\sigma_v'$  est la contrainte effective exprimée en atm., et  $R_f$  est un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme  $(f_s/q_c) \times 100$ .

### **2.3.3.3 Méthode de Juang et al. (2003) :**

Dans la méthode de Juang, RCR est exprimé de la façon suivante :

$$R_{CR} = C_\sigma \exp \left[ -2.957 + 1.264 (q_{c1N,cs}/100)^{1.25} \right]$$

$$C_\sigma = -0.016 (\sigma_v'/100)^3 + .178 (\sigma_v'/100)^2 - 0.063 (\sigma_v'/100) + 0.903$$

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} \times (2.429 I_c^4 - 16.943 I_c^3 + 44.551 I_c^2 - 51.497 I_c + 22.802)$$

On note que  $I_c$  et  $q_{c1N}$  ne sont pas les mêmes que ceux dans la méthode de Robertson :

$$q_{c1N} = q_c / (\sigma_v')^{0.5}$$

Où  $q_c$  et  $\sigma_v'$  sont en unité d'atm.

Ainsi  $I_C$  sera calculé dans une seule étape comme présenté dans la méthode intégrale et itérative de Robertson. La méthode de Juang semble être plus facile à appliquer que celle de Robertson.

Dans l'approche déterministe traditionnelle, un sol se liquéfie si le facteur de sécurité  $F_s \leq 1$ , et dans le cas opposé si  $F_s > 1$ . Or dans la réalité, le sol peut se liquéfier même avec  $F_s > 1$ .

Pour cette raison, il était nécessaire d'évaluer jusqu'à quel point la méthode déterministe du RCR est conservatrice. Souvent la question posée par les ingénieurs est "quel facteur de sécurité faut-il adopter ?". La réponse était donnée par BSSC (Building Seismic Safety Council), pour les structures ordinaires  $F_s = 1,2$  et pour les structures à risque plus élevé  $F_s = 1,5$ . Est-ce que ces facteurs qui sont utilisés dans la méthode SPT proposée par Seed et al. peuvent-ils être adoptés pour la méthode de Robertson ? La réponse sera affirmative si les essais du CPT sont cohérents avec ceux du SPT. En 1999, Chen et Juang ont proposé de modifier la méthode de Robertson et de la présenter en terme de « probabilité de liquéfaction »  $P_L$ .  $P_L$  est calculé à l'aide de l'équation (2.20)

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_s}{A}\right)^B} \quad (2.20)$$

$$\text{avec } A = 1.0 \text{ e } B = 3.3$$

Cette équation a été étendue aux méthodes d'Olsen et al. et de Juang et al., avec  $A = 1,0$  et  $B = 2,78$  pour Olsen et al. et  $A = 0,96$  et  $B = 4,5$  pour Juang et al.

#### **2.3.3.4 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

$$q_{c,cr} = q_0 \times C_W \times C_U \times C_P$$

$q_0$  est la résistance de pointe dépendante de l'échelle du séisme (tableau 2.8)

**Tableau 2.6** Valeurs critiques de la résistance de pointe  $q_0$  selon la méthode chinoise

Échelle 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 ci-dessous suppose que la nappe phréatique et la contrainte due aux sols sus-jacents n'ont un effet qu'à partir de 2m de profondeur.

$$C_W = 1 - 0,065 (d_W - 2)$$

$$C_U = 1 - 0,05 (d_U - 2)$$

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 2.9

**Tableau 2.7** Détermination de  $C_P$  selon le type de sol et son indice de plasticité Type du sol  
Sable Sol silteux

Type du sol	Sable	Sol 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 une équation similaire à celle qui a été proposée dans la méthode chinoise pour le SPT :

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left( 1 - \frac{q_{ci}}{q_{c,cri}} \right) \times d_i \times w_i$$

On peut se référer à la méthode SPT chinoise pour l'explication de chaque terme. Ainsi, l'évaluation sera :

- Si  $I_L = 0$  Pas de liquéfaction
- Si  $0 < I_L < 5$  La liquéfaction est très improbable
- Si  $5 < I_L < 15$  La liquéfaction est probable
- Si  $I_L > 15$  La liquéfaction est presque certaine

### 2.3.4. L'évaluation de liquéfaction par les méthodes de mesure de Les 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, comme on a vu à travers les essais de liquéfaction réalisés, 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), et d'autres.

Une synthèse de ces méthodes a été faite par Woods (1994).

#### **2.3.4.1 .Les avantages dans l'utilisation de $V_s$ :**

Les avantages de l'utilisation de  $V_s$  dans l'évaluation du risque de liquéfaction sont :

(1) Les mesures peuvent être réalisées sur sols durs comme le gravier pour lequel les essais à pénétromètres ne sont pas fiables. (2) Des mesures peuvent être réalisées sur de petits échantillons au laboratoire permettant ainsi une comparaison directe avec des mesures in situ.

(3)  $V_s$  est une propriété mécanique fondamentale d'un sol qui est directement liée au module de cisaillement en petites déformations par :  $G_{max} = \rho V_s^2$

(4)  $G_{max}$  ou bien  $V_s^2$ , en revanche, sont des propriétés nécessaires pour analyser le comportement dynamique d'un sol en réponse à un séisme ou pour analyser l'interaction sol – structure.

De l'autre côté, trois aspects doivent être pris en considération lors de l'utilisation des approches basées sur les mesures de  $V_s$ : (1) les mesures prises sont en petites déformations alors que les phénomènes comme la génération de la pression interstitielle et la liquéfaction sont à moyennes et grandes déformations (Jamiolkowski et Lo presti, 1990 ; Teachavorasinskun et al., 1994 ; Roy et al., 1996). Cela peut être significatif pour les sols cimentés, puisque les mesures en petites déformations sont largement sensibles aux liants qui sont détruits aux moyennes et grandes déformations. Aussi, cela est à considérer pour les sols limoneux au-dessus de la nappe phréatique où les pressions interstitielles négatives peuvent croître les valeurs de  $V_s$ . (2) Contrairement à d'autres essais de reconnaissance comme le SPT et le CPT, on ne récupère pas d'échantillons pour les mesures de  $V_s$ , ce qui limiterait l'étude de la classification du sol et l'identification des couches argileuses non liquéfiables en

utilisant certain critères comme le critère chinois. (3) Les couches minces à faibles  $V_s$  peuvent ne pas être détectées si les intervalles de mesures sont grands (USBR, 1989 ; Boulanger et al., 1997). En général, les essais de forage doivent faire partie de la phase de reconnaissance. Les mesures géophysiques en surface et les sondages à cône sont souvent les premiers à être réalisés dans le but d'aider à choisir les meilleures localisations pour l'obtention d'échantillons par forage. La capacité des méthodes géophysiques en surface d'analyser une couche dépend de l'épaisseur, de la profondeur et de la continuité de la couche. Les sondages à cône procurent une stratigraphie détaillée sur chaque endroit examiné pour les sédiments qui peuvent être pénétrés

La pratique préférée en utilisant les mesures de  $V_s$  pour évaluer la résistance à la liquéfaction est de réaliser un nombre suffisant de forages et de tests afin de détecter et de tracer les couches minces et liquéfiables, d'identifier les sols riches en argile pour les classer non liquéfiables, et d'identifier les sols limoneux au-dessus de la nappe phréatique qui peuvent avoir des valeurs de  $V_s$  plus faibles au moment de l'augmentation du niveau de l'eau, et de détecter les sols faiblement cimentés.

#### **2.3.4.2. Résistance à la liquéfaction et vitesse de cisaillement :**

Pendant les deux dernières décennies, plusieurs procédures basées sur  $V_s$  pour prévoir la résistance à la liquéfaction d'un sol ont été proposées. Ces Procédures ont été développées à partir d'essais de laboratoire (Dorby et al., 1981 ; Dorby et al., 1982 ; de Alba et al., 1984 ; Hynes , 1988 ; Tokimatsu et Uchida, 1990 ; Tokimatsu et al. , 1991 ; Rashidian, 1995), à partir d'études analytiques (Bierschwale et Stokoe, 1984 ; Stokoe et al., 1988 ; Andrus, 1994), à partir des corrélations pénétrations -  $V_s$  (Seed et al., 1983 ; Lodge, 1994, Kayabali, 1996 ; Rollins et al., 1998), ou bien à partir des données de mesures directes de  $V_s$  in situ (Robertson et al., 1992 ; Kayen et al. ; 1992 ; Andrus et Stokoe, 1997). La plupart de ces procédures suivent le format général de la méthode simplifiée, où  $V_s$  est corrigée par rapport à une pression de surcharge de référence et puis corrélé avec le rapport de résistance à la liquéfaction  $R_{CR}$ .

Comme indiqué dans les paragraphes précédents,  $R_{CR}$  dépend de la procédure adoptée et  $R_{CS}$  est calculé suivant l'équation (2.2). Cette équation a été déterminée à partir de la deuxième loi de Newton où la force est égale à la masse multipliée par l'accélération. Le coefficient  $r_d$  a été ajouté du fait que la colonne du sol considéré se comporte comme un corps déformable au lieu d'un corps rigide.  $R_{CS}$  n'étant pas très sensible à la densité, des

estimations raisonnables de la dernière peuvent amener à des résultats qui sont acceptables en général. Par contre, les valeurs de  $\sigma'_v$  et  $R_{CS}$  sont sensibles au niveau de la nappe phréatique. Les variations du niveau d'eau saisonnières ou à long terme peuvent être significatives pour l'évaluation de la liquéfaction.

In situ, la vitesse de cisaillement peut être mesurée par différentes techniques. La pertinence de ces méthodes est liée aux procédures adoptées, aux conditions de sol et aux techniques d'interprétation. Un facteur important influençant  $V_s$  est l'état de contraintes dans le sol (Hardin et Drnevich, 1972 ; Seed et al., 1986). Les essais au laboratoire (Roesle, 1979 ; Yu et Richart, 1984 ; Stokoe et al., 1985 ; Lee, 1986 ; Lee, 1993) ont montré que la vitesse d'une onde de cisaillement dépend des contraintes principales et de la direction du déplacement des particules (Eq. 1. 26, Stokoe et al., 1985) :

$$V_s = A(\sigma'_v)^m(\sigma'_h)^m \quad (2.21)$$

Où

$A$  = paramètre qui dépend de la structure du sol

$\sigma'_h$  = contrainte horizontale initiale et effective pour la profondeur considérée  
 $m$  = constante,  $\approx 0,125$

En suivant la procédure traditionnelle pour la correction des résistances standards à pénétration au cône (Marcuson et Bieganousky, 1977 ; Seed, 1979 ; Liao et Whiteman, 1986 ; Olsen, 1997 ; Robertson et Wride, 1997 ; Youd et al., 1997 ; Robertson et Wride, 1998), on peut corriger  $V_s$  par rapport à une contrainte de référence (Eq. 1.27, Sykora 1987 ; Robertson et al. 1992) :

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (2.22)$$

Où

$P_a$  = contrainte de référence, 100 kPa ou approximativement la pression atmosphérique

$\sigma'_v$  = contrainte verticale effective (kPa)

L'équation (2.21) suppose que  $\sigma'_h = k_0 \sigma'_{v0}$  et  $k_0 \approx 0,5$  pour les sols déjà liquéfiés et l'équation (2.22) implique que  $V_s$  est mesurée dans deux directions, celle du déplacement des particules et celle des contraintes principales, et que l'une de ces directions est verticale.

Comme la direction de la propagation des ondes et celle du déplacement des particules sont différentes par rapport aux contraintes dans le sol pour chaque méthode sismique adoptée in situ, quelques variations dans les mesures de  $V_s$  sont attendues. Ces variations sont minimisées en réalisant des essais avec au moins une composante majeure de la propagation des ondes ou du déplacement des particules dans la direction verticale.

### 2.3.4.3 Les différentes relations proposées entre $R_{CR}$ et $V_s$ :

La valeur de  $R_{CS}$  séparant l'état de liquéfaction de l'état de non-liquéfaction pour une vitesse corrigée  $V_{s1}$  est notée  $R_{CR}$ . Les relations existantes entre  $V_{s1}$  et  $R_{CR}$  sont regroupées sur la figure 2.6

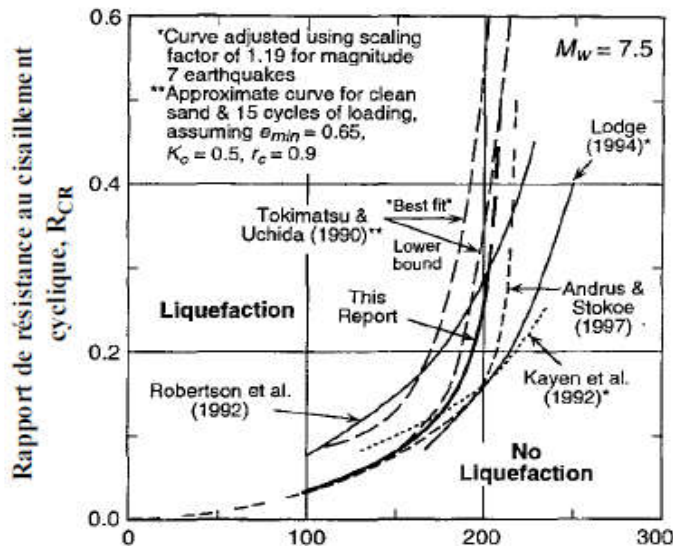


Figure 2.5 Relations existantes entre  $R_{CR}$  et la vitesse de cisaillement corrigée,  $V_{s1}$

On note que ces relations sont élaborées pour un séisme de magnitude de 7,5 sur l'échelle Richter. On observe sur la figure que les relations présentées sont globalement très cohérentes puisque les courbes sont assez proches l'une de l'autre. On va présenter dans ce qui suit l'essentiel de chaque relation.

#### A – Relation proposée par Tokimatsu et Uchida (1990)

La courbe ajustée proposée par Tokimatsu et Uchida en 1990 est présentée sur la figure 2.7. Cette courbe a été déterminée à partir d'essais triaxiaux cycliques au laboratoire pour différents sables avec moins de 10% de fines (limons et argiles) et pour un chargement de 15 cycles. La ligne solide sur cette figure correspond à des échantillons obtenus par la technique de congélation. La ligne ouverte correspond à des échantillons reconstitués au laboratoire. Ces

deux auteurs ont défini le  $R_{(CR)tx}$  pour les essais cycliques comme étant le rapport  $q / 2\sigma'_v$ , quand la double amplitude des déformations axiales,  $DA$ , atteint 5%. Ils ont mesuré le module de cisaillement élastique d'un échantillon pour des déformations de l'ordre de  $10^{-5}$  juste avant l'essai de liquéfaction. Ce module de cisaillement en petites déformations a été normalisé pour corriger l'influence de la pression de confinement et de l'indice des vides par :

$$G_N = \frac{G_{max}}{f(e_{min})(\sigma'_m)^{2/3}} \quad (2.23)$$

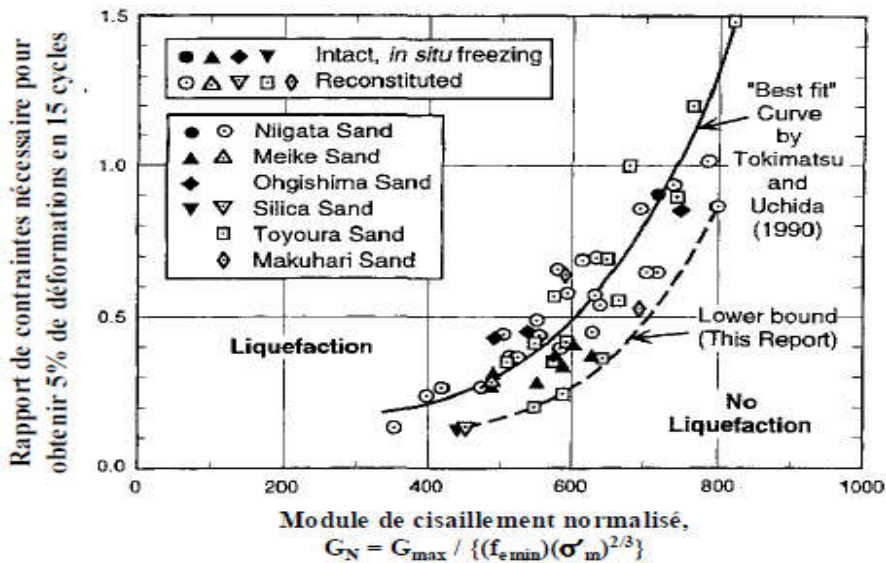
$$f(e_{min}) = \frac{(2.17 - e_{min})^2}{1 + e_{min}} \quad (2.24)$$

Où

$G_N$  = module de cisaillement normalisé

$e_{min}$  = indice des vides minimal

$\sigma'_m$  = contrainte moyenne effective



**Figure 2.6** Relation entre  $R_{CR}$  et la vitesse de cisaillement corrigée,  $V_{s1}$  pour différents sables avec moins de 10% de fines déterminée à partir d'essais triaxiaux cycliques (Tokimatsu et Uchida, 1990).

Sachant qu'en petites déformations  $G_{max} = \rho V_s^2$  l'équation (1.28) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$V_{s1m} = V_s \left( \frac{1}{\sigma'_m} \right)^{0.33} = \left( \frac{G_{Nf}(e_{min})}{\rho} \right)^{0.5} \quad (2.25)$$

Où

$V_{s1m}$  =  $V_s$  corrigée par rapport à la contrainte moyenne

$\sigma'_m$  = Contrainte moyenne effective en kgf/cm<sup>2</sup> (1 kgf/cm<sup>2</sup> = 98 kPa)

Tokimatsu et Uchida (1990) ont proposé dans le cas d'un sable propre l'utilisation de 0,65 comme valeur moyenne pour  $e_{min}$ .

$V_s$  et  $V_{s1m}$  peuvent être reliés par la relation suivante :

$$V_{s1m} = V_s \left( \frac{1}{\sigma'_m} \right)^{0.33} \left( \frac{3}{1+2k_0} \right)^{0.33} \approx V_{s1} \left( \frac{1}{\sigma'_v} \right)^{0.08} + \left( \frac{3}{1+2k_0} \right)^{0.33} \quad (2.26)$$

Avec  $k_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$

Pour le passage de  $R_{CRtx}$  en  $R_{CR}$  de chantier, les deux auteurs ont adopté l'équation suivante proposée initialement par Seed (1979) :

$$R_{CR} = \frac{(1+2k_0)}{3} r_c (R_{CRtx}) \quad (2.27)$$

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

### **B – Relation proposée par Robertson et al. (1992)**

La courbe limite de Robertson et al. a été établie en utilisant des données de chantiers prises principalement de ceux de Imperial Valley en Californie avec des données de quatre autres chantiers (figure 2.8).

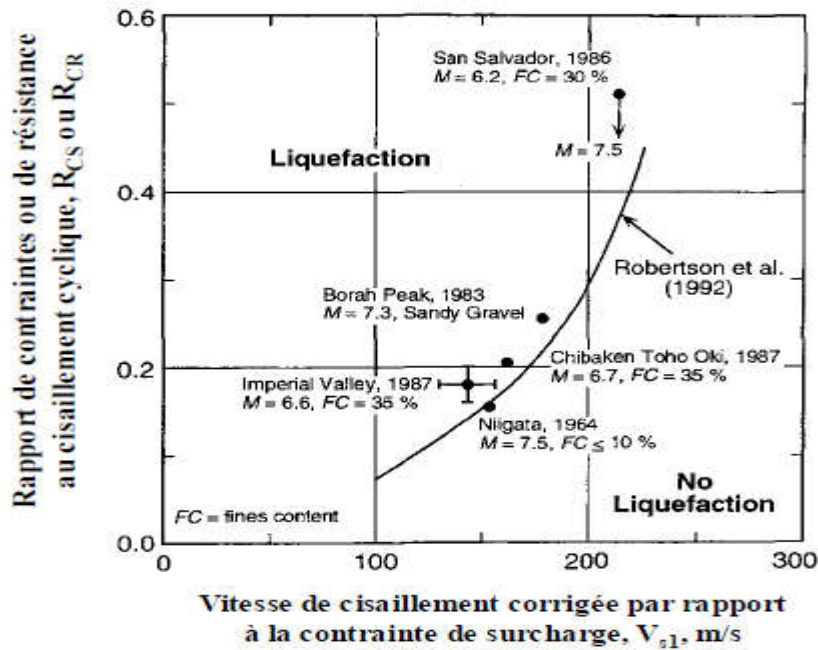


Figure 2.7 Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Robertson et al., 1992)

Les sols sur ces sites contenaient tous 35 % de fines. Les auteurs ont corrigé  $V_s$  selon l'équation (2.26) et la forme de leur relation était basée sur les résultats analytiques de Bierscwhale et Stokoe (1984)

### C – Relation proposée par Kayen et al. (1992)

Kayen et al. ont étudié quatre sites, liquéfiés ou non durant le séisme qui a frappé Loma Prieta en Californie en 1989 ( $M_W=7.0$ ). Le pourcentage des fines pour les sols sur ce site varie entre 5% et 57%. Les mesures de  $V_s$  ont été réalisées avec la méthode SCPT et puis ont été corrigées selon l'équation (1.30). Les résultats sont reportés sur la figure 2.9. La courbe a été ajustée pour un facteur d'échelle de 1,19 et pour une magnitude de 7,5.

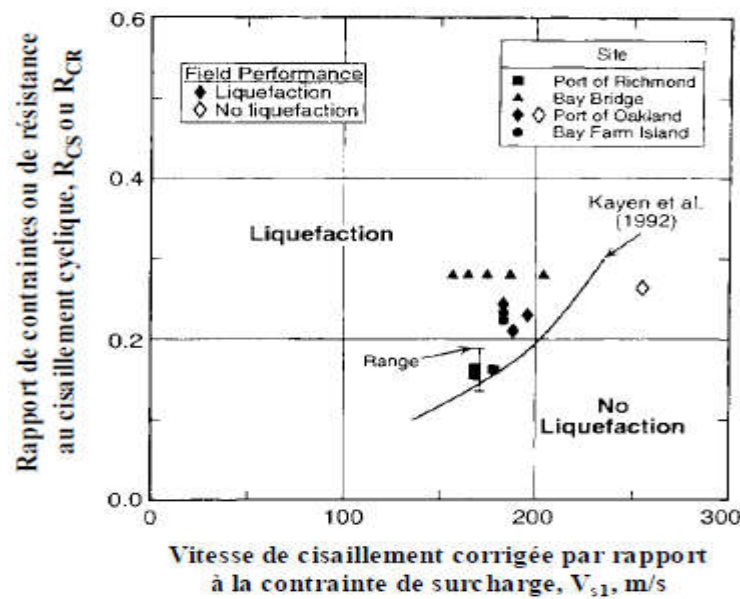


Figure 2.8 Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Kayen et al., 1992)

#### D – Relation proposée par Lodge (1994)

Lodge a considéré les sites analysés par Kayen et al. (1992) et d'autres sites affectés par le séisme de Loma Prieta en 1989. Sa courbe a été développée de la façon suivante :  $R_{CS}$  pour le profil entier du sol a été calculé pour chaque site. Ensuite, les données de SPT disponibles ont été corrigées par rapport au sol sus jacent. Les couches de sol avec faible ou grand potentiel de liquéfaction ont été identifiées selon la procédure de Seed et al. (1985). Après, les mesures de  $V_s$  du SCPT et des essais de « crosshole » ont été corrigées par rapport au sol sus jacent. Sur la base de « mètre par mètre », les profils de  $V_{s1}$  et de RCS ont été tracés pour les deux types de couches, celles qui ont été trouvées liquéfiables et celles non liquéfiables. Des données publiées concernant des chantiers secoués par les séismes de Borah Peak et Idaho en 1983, Niigata en 1964 ont été ajoutées. Finalement, une courbe a été tracée pour inclure toutes les couches liquéfiables comme le montre la figure 2.10.

#### E – Relation proposée par Andrus et Stokoe (1997)

La relation proposée par Andrus et Stokoe (figure 2.11) a été présentée dans le workshop NCEER en 1996. Ils ont construit des courbes pour des sols non cimentés, âge holocène avec différents pourcentages de fines. Ces courbes sont basées sur une relation modifiée entre  $V_{s1}$



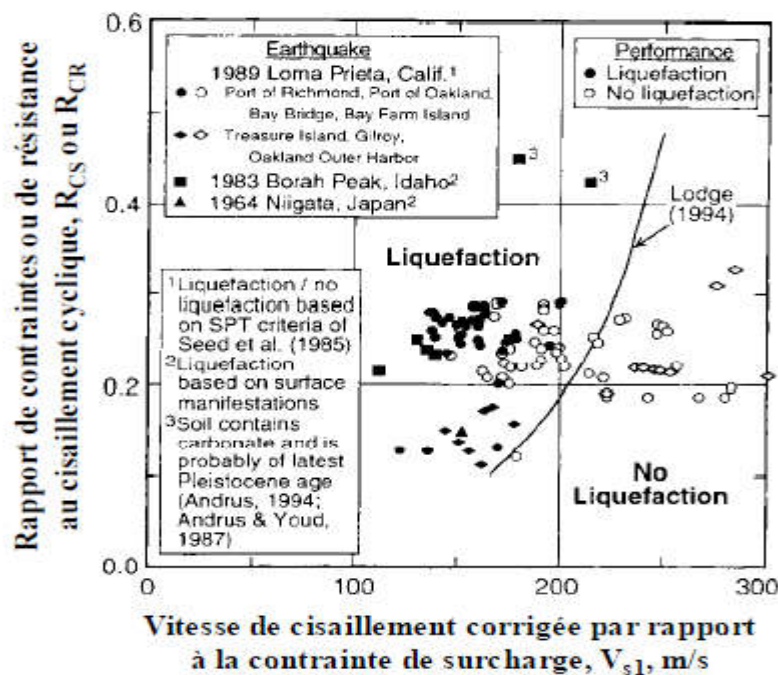
et  $R_{CS}$  pour des déformations en cisaillement cyclique proposée par Dobry. L'équation modifiée est de la forme :

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

Où

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

$a, b$  = paramètres d'ajustement de courbes.



**Figure 2.9 Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Lodge, 1994)**

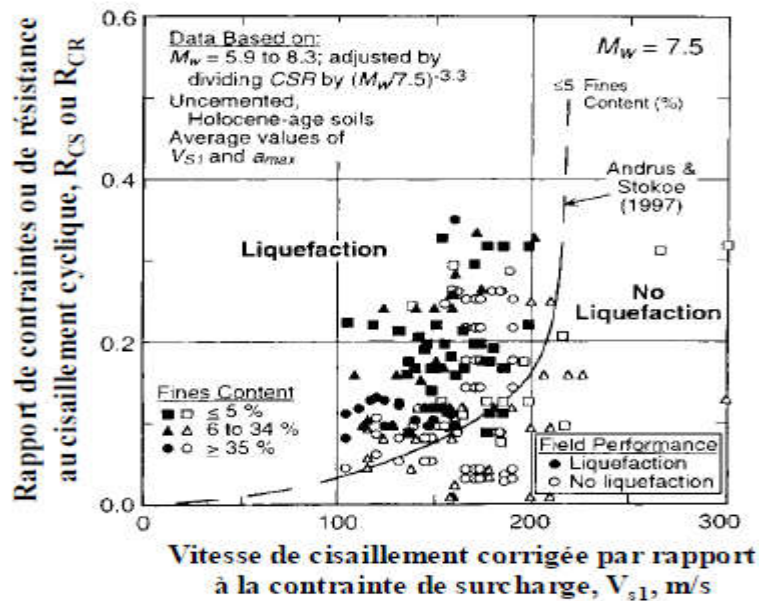


Figure 2.10 Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude et pour des sols propres non cimentés d'âge holocène (Andrus et Stokoe, 1997)

### Conclusion :

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. L'approche répandue dans l'évaluation du potentiel de liquéfaction se base sur le principe de la contrainte cyclique. La conception de cette approche en contraintes cycliques est simple: le chargement sismique (CSR) exprimé en termes de contraintes de cisaillement cyclique est comparé à la résistance à la liquéfaction des sols (CRR) basées sur les essais in situ telle la SPT, le CPT, le DMT et  $V_s$

# **Chapitre 03**

## **Évaluation du potentiel de liquéfaction**

### 3.1. Introduction

Notre objectif à travers ce travail est d'évaluer le potentiel de liquéfaction de l'extension de la plateforme industrielle SONATRAC du complexe GL1K située dans la Wilaya de Skikda (Algérie). Le projet inclut notamment un nouveau train de GNL (Gaz Naturel Liquéfié), une unité de fractionnement et des installations connexes hors site. Une vue globale du site et du projet est montré dans la figure 3.1.



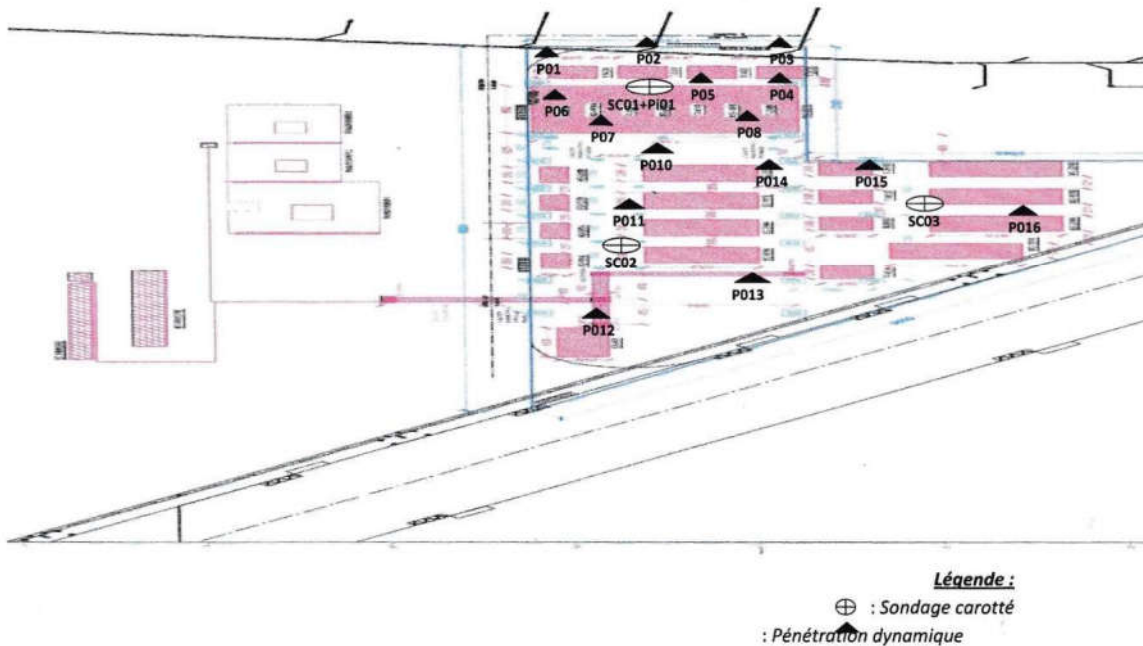
**Figure 3.1.** Vue globale du site d'investigation

Les investigations effectuées nous ont permis d'avoir plusieurs sondages SPT et CPT qui nous ont été utiles pour l'estimation du potentiel de liquéfaction en plusieurs endroits. Nous avons utilisé plusieurs méthodes pour estimer le potentiel de liquéfaction telles que, les méthodes simplifiées SPT Blake (1999) pour les sondages SPT, CPT (Robertson et Wride, 1998) pour les sondages CPT. La figure 3.2 montre le plan d'implantation des différents sondages.



PLAN D'IMPLANTATION DES TRAVAUX IN-SITU

PROJET : Etude Géotechnique au Complexe GL1K « Zone 56 » Sonatrach- Basé à Skikda



**Figure 3.2** Plan d'implantation des différents sondages

Les profondeurs sont indiquées par rapport à la plateforme d'intervention des sondages.

**Sismicité du site**

Les Règles Parasismiques Algériennes RPA classent Skikda en zone IIa (sismicité moyenne) comme le montre le schéma suivant :



**Figure 3.3** Carte sismique



Le coefficient d'accélération de zone A s' élève donc à 2,0 m/s<sup>2</sup>

**Tableau 3.1** Coefficient d'accélération de Zone A

	<b>ZONE</b>			
<b>Groupe</b>	I	Ia	Ib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	<b>0.20</b>	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Le site est classé en catégorie S3 (site meuble) conformément aux hypothèses transmises par le guide AFPS classe ces sols en classe D. Conformément aux préconisations du RPA, nous retiendrons une magnitude de 6,5 pour les zones sismiques II.

### **3.2. Évaluation du potentiel de liquéfaction pour les sondages CPT**

#### **3.2.1 Sondage CPT1**

##### **3.2.1.1 Méthode simplifiée de Robertson et Wride (1998)**

Pour le calcul de  $R_{CR}$ , la méthode de Robertson et Wride (1998) sera adoptée pour sa simplicité dans l'application, et la formule de Seed et Idriss (1971) pour le calcul de  $R_{CS}$ . Cette méthode consiste à calculer la résistance de pointe corrigée  $q_{c1N}$  par rapport à la pression de surcharge et sa valeur normalisée est donnée par l'équation :

$$q_{c1N} = \left[ \frac{q_c}{P_{a2}} \right] \times C_Q$$

Où  $q_c$  est la résistance de pointe et  $C_Q$  est un facteur de correction pour la contrainte de surcharge donné par l'équation :

$$C_Q = \left[ \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right]^n$$

On rappelle sur la figure 3.4 et sous la forme d'un organigramme, la procédure à suivre dans la méthode de Robertson et Wride. En première étape, on procède par éliminer les couches qui ont un comportement d'une argile (avec la vérification du critère chinois). Les autres couches sont reclassées comme sols granulaires plastiques ( $I_c > 2,6$ ) et non plastiques ( $I_c < 2,6$ ). Le but de cette classification est l'obtention d'une résistance de pointe normalisée équivalente à celle d'un sable propre. L'application directe de la méthode sera présentée dans la suite.

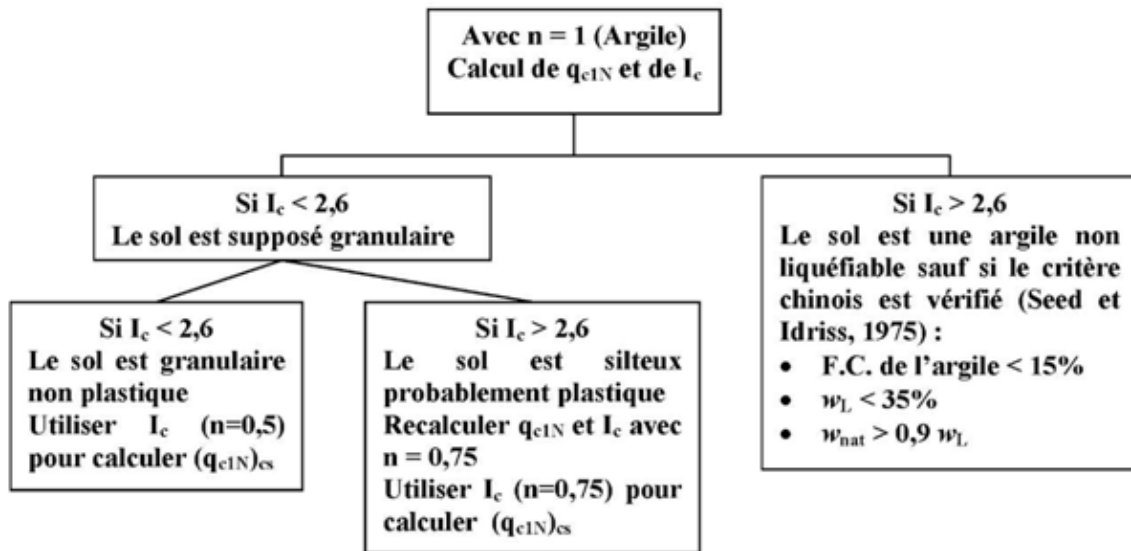


Figure 3.4. Diagramme résumant la procédure de Robertson et Wride pour le calcul de la résistance de pointe normalisée

Pour le calcul du rapport de contraintes cycliques  $R_{CS}$ , on utilise l'équation :

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

Les profils de la résistance de pointe et du frottement latéral sont présentés sur la figure suivante :

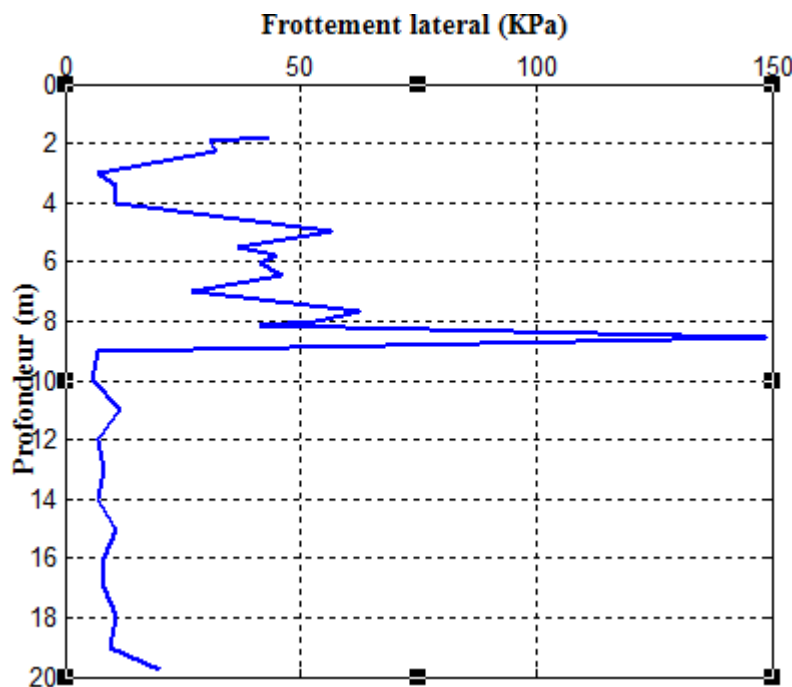
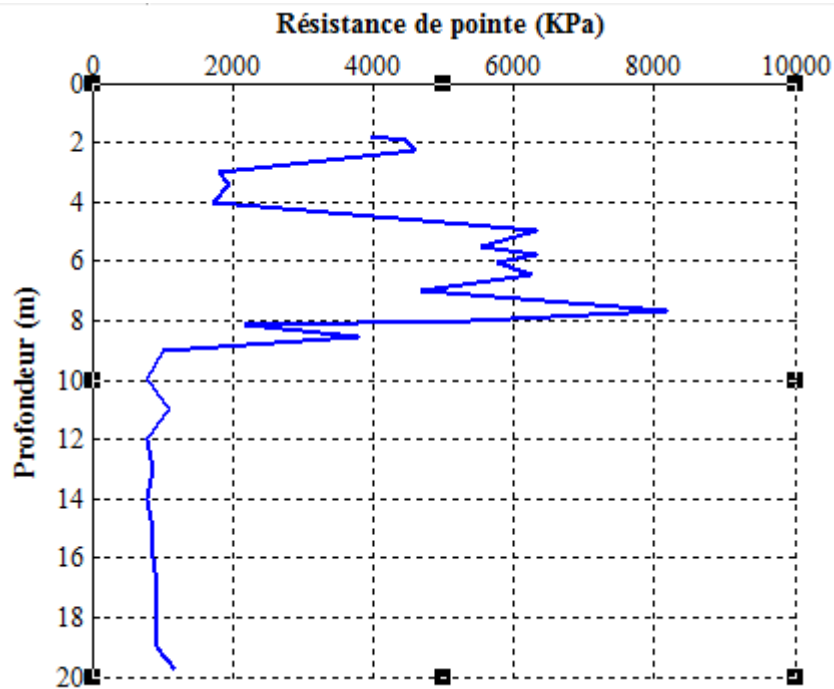


Figure 3.5. Profil du frottement latéral



**Figure 3.6.** Profil de la résistance de pointe

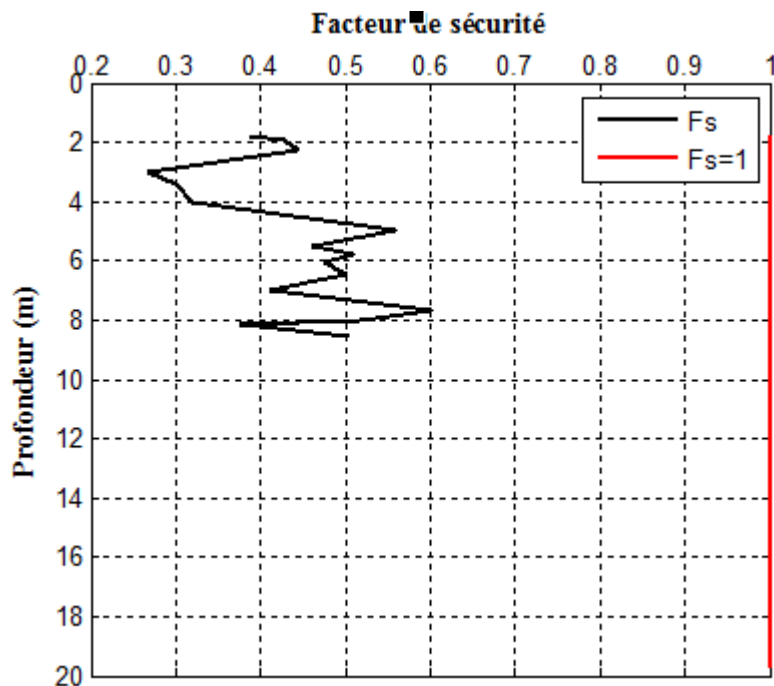
**Tableau 3.2.** : Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride (1998)

Z	qc (Kpa)	fs (KPa)	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)	CN	qc1n	qc1ncs	Ic	K sigma	CRR	CSR	FS	PROB(%)
1,76	3984,38	43,70	16,56	1,70	67,73	67,84	1,67	1,10	0,13	0,33	0,39	98,80
1,95	4453,13	30,71	18,36	1,70	75,70	75,70	1,52	1,10	0,14	0,33	0,43	98,11
2,26	4609,38	31,89	21,25	1,70	78,36	78,36	1,56	1,10	0,15	0,33	0,44	97,76
2,99	1796,88	7,09	28,13	1,70	30,55	38,13	1,87	1,08	0,09	0,33	0,27	99,79
3,41	1953,13	10,63	32,10	1,70	33,20	48,18	1,96	1,07	0,10	0,32	0,30	99,63
3,99	1718,76	10,63	37,51	1,63	28,06	53,22	2,10	1,06	0,10	0,32	0,32	99,51
4,98	6328,13	56,69	46,85	1,46	92,45	96,22	1,79	1,08	0,18	0,32	0,56	93,71
5,52	5546,88	36,61	51,91	1,39	76,99	80,40	1,79	1,06	0,14	0,31	0,46	97,35
5,79	6328,13	44,88	54,43	1,36	85,77	88,66	1,78	1,06	0,16	0,31	0,51	95,78
6,02	5781,25	41,34	56,60	1,33	76,84	82,92	1,83	1,05	0,15	0,31	0,48	96,93
6,44	6250,00	46,06	60,57	1,28	80,31	86,87	1,83	1,05	0,15	0,31	0,50	96,15
6,98	4687,50	27,17	65,63	1,23	57,86	70,78	1,91	1,03	0,12	0,30	0,41	98,43
7,67	8203,13	62,60	72,10	1,18	96,61	101,56	1,80	1,03	0,18	0,30	0,60	91,39
7,98	5390,63	53,15	75,01	1,15	62,24	89,11	2,04	1,02	0,15	0,30	0,52	95,50
8,17	2187,51	41,34	76,84	1,14	24,95	63,01	2,56	1,01	0,11	0,30	0,38	98,96
8,52	3800,00	148,82	80,07	1,12	42,47	86,70	2,58	1,01	0,15	0,29	0,51	95,97



Les résultats du calcul analytique des couches dont  $I_C < 2.6$  sont représentés sur le tableau ci-dessus. Sur la figure 3.7, on présente la variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur. D'après cette figure le sol est liquéfiable jusqu'à une profondeur de 8,52 m.

Au-delà de cette profondeur (8,52), la valeur de  $I_C$  supérieur à 2,6, donc le sol se comporte comme sol argileux et considéré non liquéfiable.



**Figure 3.7.** Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur

Afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction du sol, Iwasaki et al. (1978, 1982) ont proposé l'utilisation d'un indice qui est proportionnelle à l'épaisseur de la couche liquéfiable et à la valeur du facteur de sécurité contre la liquéfaction de chaque couche. Une fonction de pondération donne des valeurs plus élevées par rapport aux couches plus proches de la surface du sol, et diminue linéairement jusqu'à zéro, à une profondeur de 20 m. L'indice du potentiel de liquéfaction (LPI) défini par Iwasaki et al. (1978, 1982) peut être exprimé comme suit :

$$LPI = \int_0^{20} F(z)W(z)dz$$

$$F(z) = 1 - FS \quad \text{si } FS < 1$$

$$F(z) = 0 \quad \text{si } FS > 1$$

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad \text{si } z \leq 20\text{m}$$

$$W(z)=0 \quad \text{si } z>20\text{m}$$

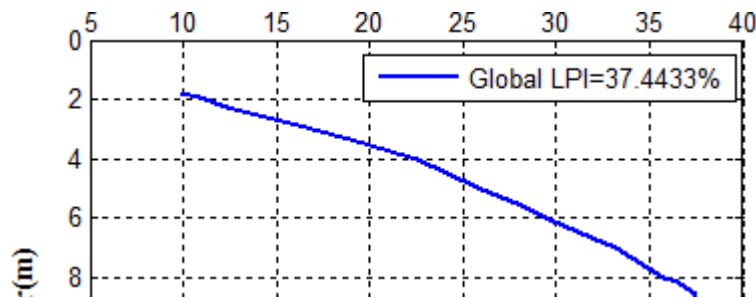
Ici,  $z$  représente la profondeur (0 ~ 20m);  $dz$  représente l'incrément la profondeur; et  $F(z)$  représente la sévérité de liquéfaction, qui est une fonction de FS,  $W(z)$  est la fonction de pondération telle que définie plus haut.

Sous forme discrétisée, le LPI, peut être présenté comme suit :

$$LPI = \sum_0^{20} F_i(z)W_i(z)H_i$$

Où  $H_i$  représente l'épaisseur des différentes couches du massif

Sur la figure suivante, on présente la courbe cumulative de l'indice du potentiel de liquéfaction (LPI).



**Figure 3.8** Variation du LPI en fonction de la profondeur

Les valeurs du facteur de sécurité données par le tableau 3.2 indiquent que le profil du sol de ce sondage est liquéfiable.

### **3.2.2 Sondage CPT 2**

#### **3.2.2.1 Méthode simplifiée de Robertson et Wride (1998)**

Pour le calcul de  $R_{CR}$ , la méthode de Robertson et Wride (1998) sera adoptée pour sa simplicité dans l'application, et la formule de Seed et Idriss (1971) pour le calcul de  $R_{CS}$ .

La nappe phréatique est supposée en surface du sol. La valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 17 KN/m<sup>3</sup> au-dessus de la nappe et 19 KN/m<sup>3</sup> en dessous de la nappe et cela pour tous les sondages.

Les profils de la résistance de pointe et du frottement latéral sont présentés par les figures suivantes :

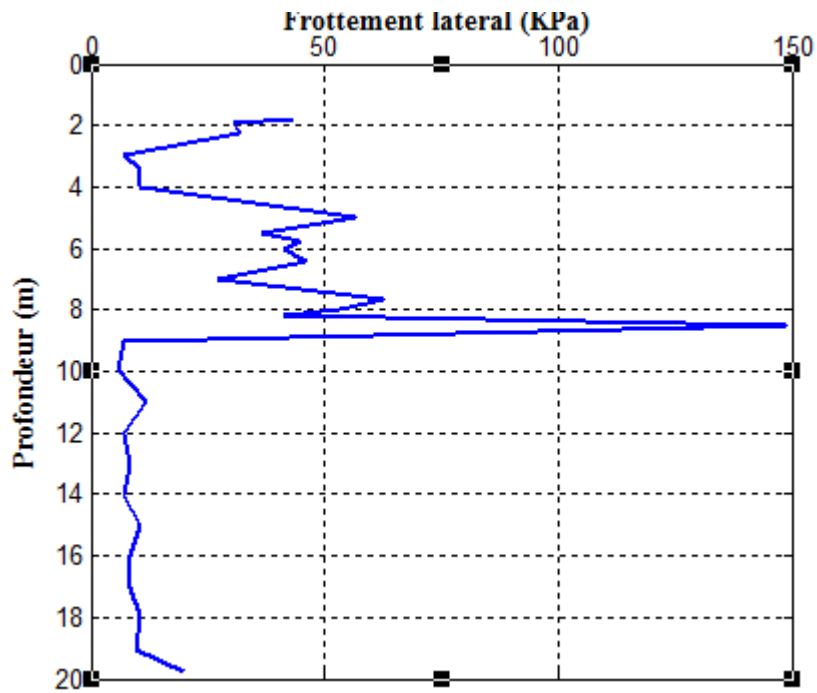


Figure 3.9. Profil du frottement latéral

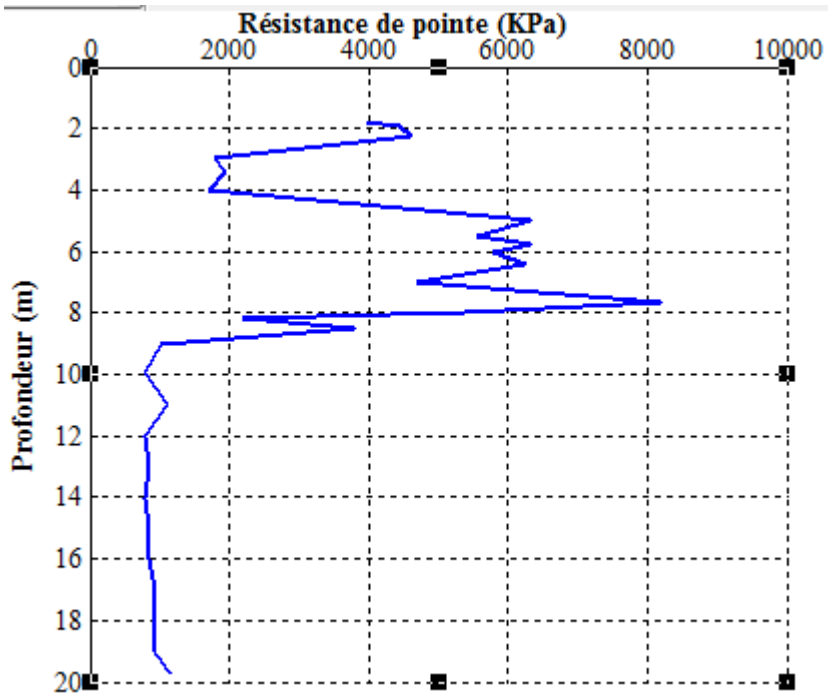


Figure 3.10 Profil de la résistance de pointe

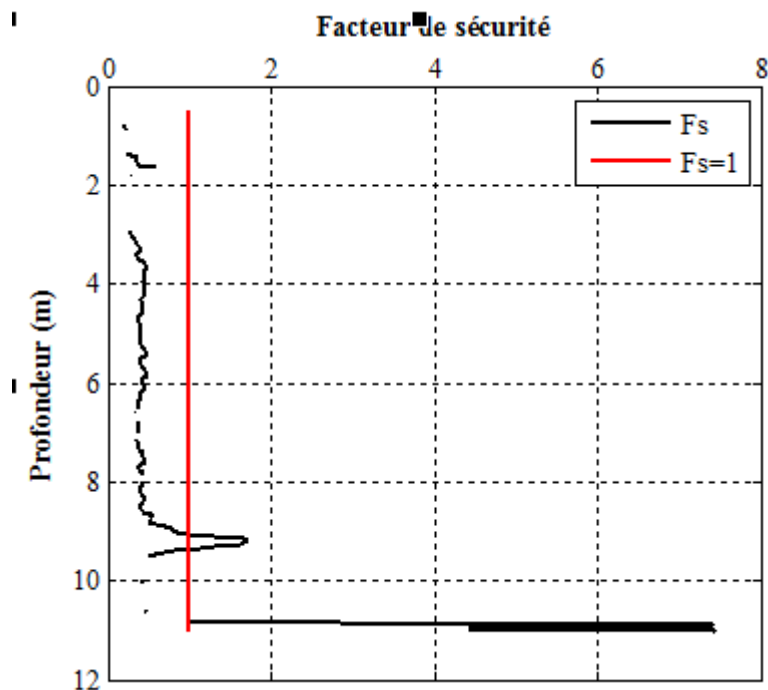
Les résultats du calcul analytique des couches dont  $I_C < 2.6$  sont représentés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.3.** Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride (1998)

Z	Qc (KPa)	Fs (KPa)	$\sigma'_{v0}$ (KN/M3)	CN	QcIn	QcIncs	IC	KC	CRR	CSR	FS
0,05	9,81	0,00	0,56	1,00	0,00	15,62	65535,00	1,00	65535,00	0,31	65535,00
0,10	39,23	0,00	1,12	0,00	0,00	33,13	65535,00	1,00	65535,00	0,31	65535,00
3,90	2981,22	95,12	42,87	1,53	45,53	128,18	2,51	2,82	0,28	0,30	0,92
3,95	2039,78	75,51	43,42	1,70	30,96	34,68	2,68	1,00	65535,00	0,30	65535,00
4,90	1216,02	9,81	53,77	1,36	16,58	48,86	2,53	2,95	0,09	0,30	0,30
4,95	1333,70	19,61	54,32	1,58	18,10	21,08	2,63	1,00	65535,00	0,30	65535,00
5,00	1421,96	15,69	54,86	1,35	19,20	57,40	2,54	2,99	0,10	0,30	0,33
5,05	1323,90	15,69	55,41	1,34	17,79	57,86	2,59	3,25	0,10	0,30	0,33
5,10	1235,64	13,73	55,95	1,55	16,52	19,10	2,60	1,00	65535,00	0,30	65535,00
5,30	2981,22	39,23	58,13	1,31	39,10	78,25	2,32	2,00	0,12	0,30	0,42
5,35	2549,73	68,65	58,68	1,31	33,29	103,91	2,57	3,12	0,18	0,30	0,62
5,40	2147,66	64,72	59,22	1,48	27,91	31,81	2,66	1,00	65535,00	0,30	65535,00
5,60	912,02	43,15	61,40	0,00	0,00	12,94	3,06	1,00	65535,00	0,30	65535,00
5,65	862,99	5,88	61,95	0,00	0,00	12,02	2,64	1,00	65535,00	0,30	65535,00
5,70	912,02	1,96	62,49	1,27	11,54	31,07	2,48	2,69	0,08	0,30	0,26
5,75	961,05	3,92	63,04	1,26	12,10	36,54	2,55	3,02	0,08	0,30	0,27
5,80	1010,08	7,85	63,58	0,00	0,00	13,97	2,60	1,00	65535,00	0,30	65535,00
6,10	1578,87	32,36	66,94	0,00	0,00	21,68	2,65	1,00	65535,00	0,30	65535,00
6,15	2069,20	38,25	67,53	1,22	25,18	78,42	2,56	3,11	0,12	0,30	0,42
6,20	2079,01	72,57	68,12	0,00	0,00	28,61	2,69	1,00	65535,00	0,30	65535,00
6,55	2157,46	68,65	72,25	0,00	0,00	27,95	2,68	1,00	65535,00	0,29	65535,00
6,60	2265,34	71,59	72,84	0,00	0,00	29,19	2,66	1,00	65535,00	0,29	65535,00
6,65	3246,00	64,72	73,43	1,17	37,88	93,80	2,44	2,48	0,16	0,29	0,53
6,70	2029,98	100,03	74,02	0,00	0,00	25,52	2,83	1,00	65535,00	0,29	65535,00
7,15	1637,71	31,38	79,33	0,00	0,00	18,74	2,69	1,00	65535,00	0,29	65535,00
7,20	1559,26	17,65	79,92	1,12	17,44	56,88	2,59	3,26	0,10	0,29	0,33
7,25	4648,35	51,98	80,51	1,11	51,81	83,23	2,17	1,61	0,13	0,29	0,46
7,85	2098,62	32,36	87,59	1,07	22,42	69,87	2,56	3,12	0,11	0,29	0,39
7,90	1873,07	27,46	88,18	0,00	0,00	19,35	2,61	1,00	65535,00	0,29	65535,00
7,95	1912,30	19,61	88,77	1,06	20,30	57,06	2,51	2,81	0,10	0,29	0,34
8,15	4099,18	60,80	91,13	1,05	42,94	85,90	2,32	2,00	0,14	0,29	0,48
8,20	3030,25	95,12	91,72	0,00	0,00	31,14	2,63	1,00	65535,00	0,29	65535,00
8,25	2539,92	110,82	92,31	0,00	0,00	25,62	2,80	1,00	65535,00	0,29	65535,00
8,30	4324,73	98,07	92,90	1,04	44,87	107,04	2,42	2,39	0,19	0,29	0,67
8,35	5079,84	79,43	93,49	1,03	52,54	95,87	2,26	1,82	0,16	0,29	0,56
8,55	3677,49	64,72	95,85	1,02	37,56	88,29	2,41	2,35	0,14	0,29	0,50
8,60	2637,99	72,57	96,44	0,00	0,00	25,46	2,67	1,00	65535,00	0,29	65535,00

9,10	1794,62	25,50	102,34	0,00	0,00	15,65	2,68	1,00	65535,00	0,29	65535,00
9,15	2010,36	16,67	102,93	0,99	19,82	52,33	2,47	2,64	0,09	0,29	0,33
9,20	2314,37	22,56	103,52	0,98	22,75	57,89	2,45	2,54	0,10	0,28	0,34
9,25	2873,35	54,92	104,11	0,98	28,16	83,21	2,54	2,95	0,13	0,28	0,47
9,30	2794,90	43,15	104,70	0,98	27,31	74,53	2,49	2,73	0,12	0,28	0,42
9,35	2804,70	66,69	105,29	0,00	0,00	24,75	2,64	1,00	65535,00	0,28	65535,00
9,40	3079,29	64,72	105,88	0,97	29,93	88,98	2,54	2,97	0,15	0,28	0,51
9,45	2922,38	71,59	106,47	0,00	0,00	25,56	2,64	1,00	65535,00	0,28	65535,00
9,50	2314,37	70,61	107,06	0,00	0,00	19,73	2,79	1,00	65535,00	0,28	65535,00
9,55	2039,78	50,01	107,65	0,00	0,00	17,06	2,78	1,00	65535,00	0,28	65535,00
9,60	2481,08	47,07	108,24	0,00	0,00	21,04	2,64	1,00	65535,00	0,28	65535,00
9,65	3177,35	58,84	108,83	0,96	30,46	84,18	2,50	2,76	0,14	0,28	0,48
9,70	4550,29	89,24	109,42	0,96	43,50	98,52	2,39	2,26	0,17	0,28	0,60
9,75	5383,85	130,43	110,01	0,95	51,33	117,18	2,39	2,28	0,23	0,28	0,82
9,80	5050,42	150,04	110,60	0,95	48,02	127,10	2,48	2,65	0,27	0,28	0,97
9,85	4844,49	149,06	111,19	0,95	45,94	127,27	2,50	2,77	0,27	0,28	0,97
9,90	4216,86	131,41	111,78	0,95	39,88	121,23	2,55	3,04	0,25	0,28	0,88
9,95	2873,35	65,70	112,37	0,00	0,00	23,68	2,64	1,00	65535,00	0,28	65535,00

Pour ce sondage, les couches qui présentent un risque de liquéfaction sont celles situées entre 9.15 jusqu'à 9.30 et entre 9.65 jusqu'à 9.90 avec des coefficients de sécurité qui varient de 0.33 à 0.98



**Figure 3.11** Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur

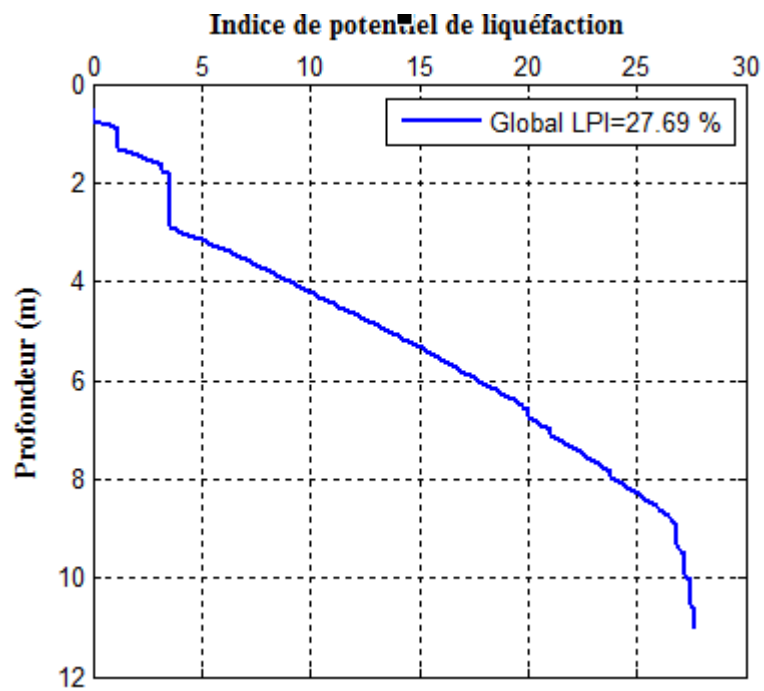


Figure 3.12 Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur

### 3.2.3 Sondage CPT 3

#### 3.2.3.1 Méthode simplifiée de Robertson et Wride (1998)

Les profils de la résistance de pointe et du frottement latéral sont présentés les figures ci-dessous.

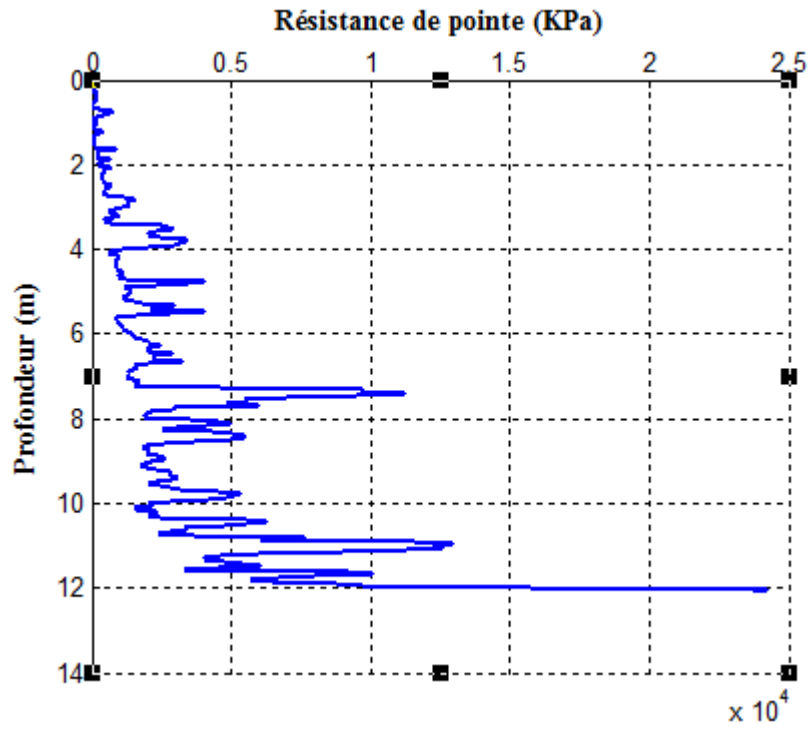
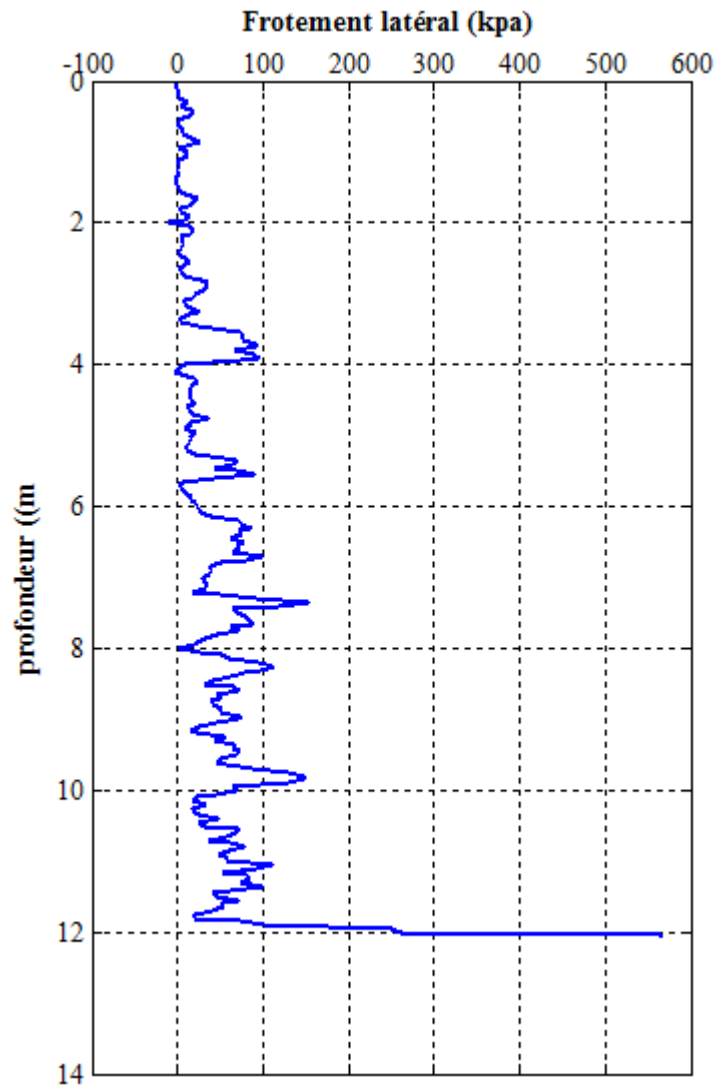
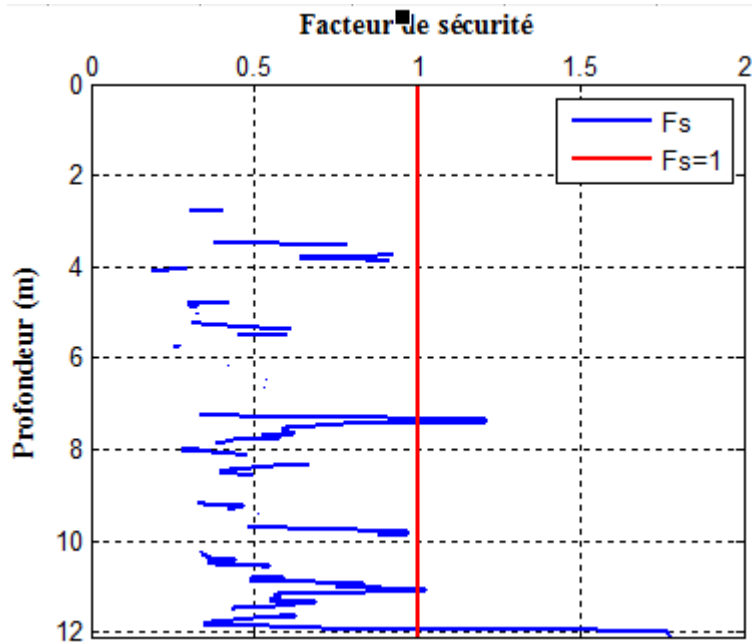


Figure 3.13 Profil de la résistance de pointe



**Figure 3.14** Profil du frottement latéral





**Figure 3.15.** Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur

**Tableau 3.4** Calcul du facteur de sécurité méthode CPT Robertson et Wride (1998)

Z	qc(KPa)	Fs (KPa)	Sigeff (KN/M3)	CN	Qc1n	Qc1ncs	IC	KC	CRR	CSR	FS
1,50	107,87	2,94	16,71	0,00	0,00	4,56	3,34	1,00	65535,00	0,30	65535,00
2,00	225,55	9,81	22,16	0,00	0,00	8,28	3,04	1,00	65535,00	0,30	65535,00
2,75	1186,60	9,81	30,34	1,70	20,17	51,54	2,46	2,56	0,09	0,30	0,31
2,80	1578,87	28,44	30,88	1,70	26,84	78,27	2,53	2,92	0,12	0,30	0,41
3,90	2981,22	95,12	42,87	1,53	45,53	128,18	2,51	2,82	0,28	0,30	0,92
3,95	2039,78	75,51	43,42	1,70	30,96	34,68	2,68	1,00	65535,00	0,30	65535,00
4,00	1088,54	7,85	43,96	1,51	16,42	46,65	2,51	2,84	0,09	0,30	0,30
4,05	647,24	0,98	44,51	1,50	9,70	28,15	2,53	2,90	0,07	0,30	0,24
5,00	1421,96	15,69	54,86	1,35	19,20	57,40	2,54	2,99	0,10	0,30	0,33
6,00	1402,35	23,54	65,76	0,00	0,00	19,41	2,64	1,00	65535,00	0,30	65535,00
6,95	1363,12	37,27	76,97	0,00	0,00	15,81	2,84	1,00	65535,00	0,29	65535,00
7,00	1274,86	29,42	77,56	0,00	0,00	14,53	2,83	1,00	65535,00	0,29	65535,00
7,95	1912,30	19,61	88,77	1,06	20,30	57,06	2,51	2,81	0,10	0,29	0,34
8,00	3520,59	1,96	89,36	1,06	37,24	37,24	1,90	1,00	0,08	0,29	0,28
9,95	2873,35	65,70	112,37	0,00	0,00	23,68	2,64	1,00	65535,00	0,28	65535,00
10,00	2079,01	68,65	112,96	0,00	0,00	16,52	2,87	1,00	65535,00	0,28	65535,00
11,95	9767,42	251,05	135,97	0,86	83,76	151,95	2,26	1,81	0,41	0,26	1,56
12,00	15778,89	262,82	136,56	0,86	135,03	171,00	1,97	1,27	0,46	0,26	1,77

Les résultats du calcul analytique des couches dont  $I_c < 2.6$  sont représentés dans tableau 3.4.

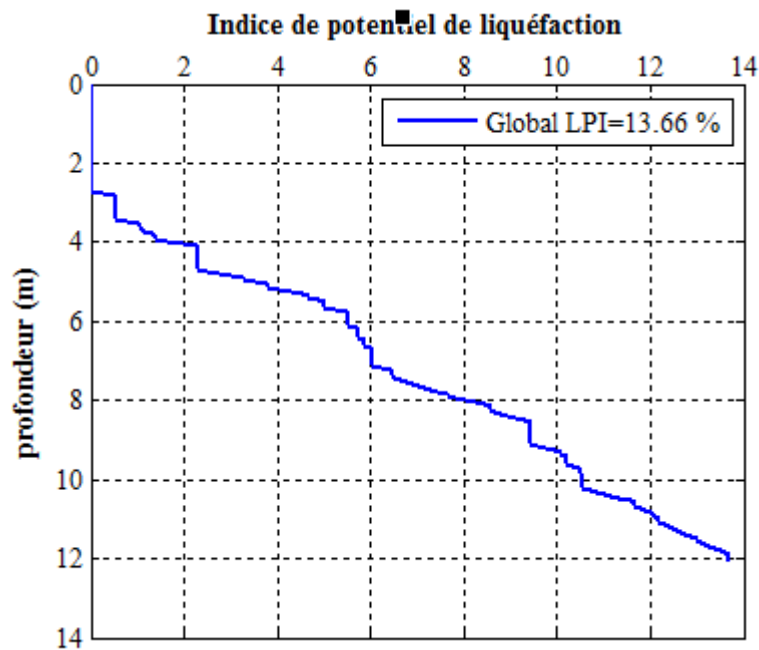


Figure 3.16 Variation du LPI en fonction de la profondeur

Pour ce sondage, les couches qui présentent un risque de liquéfaction sont celles situées entre 2.75 jusqu'à 3.7 et 4 jusqu'à 5 m avec des coefficients de sécurité de 0.31 jusqu'à 0.92.

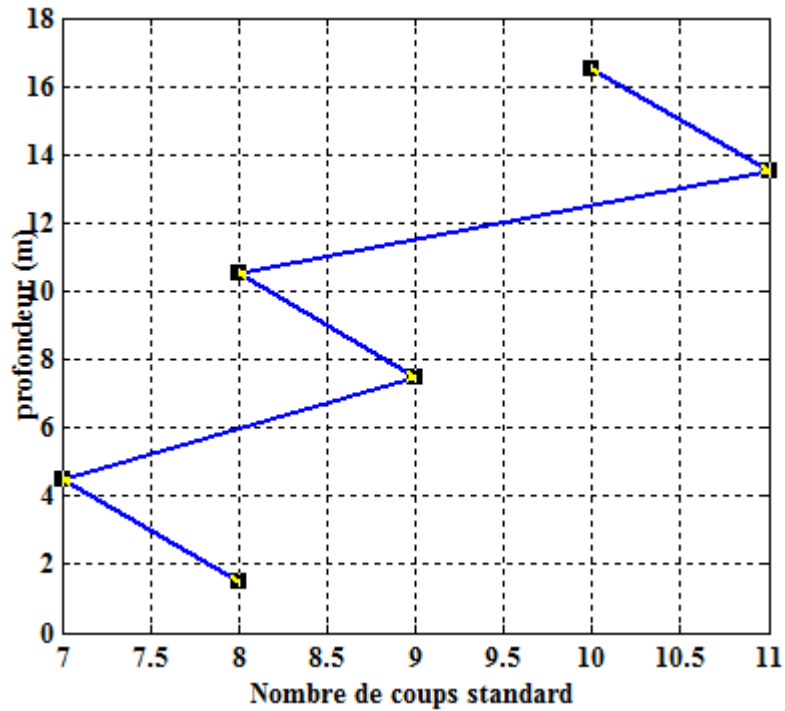
### 3.3 Évaluation du potentiel de liquéfaction pour les sondages SPT

#### 3.3.1 Sondage SPT 1

##### 3.3.1.1 Méthode simplifiée de Blake (1999)

Pour le calcul de  $R_{CR}$ , la méthode de Blake (1999) sera adoptée pour sa simplicité dans l'application, et la formule de Seed et Idriss (1971) pour le calcul de  $R_{CS}$ .

La nappe phréatique est supposée en surface du sol. La valeur moyenne du poids volumique est prise égale à 17 KN/m<sup>3</sup> au-dessus de la nappe et 19 KN/m<sup>3</sup> en dessous de la nappe et cela pour tous les sondages. Le profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur est présenté sur la figure suivante :



**Figure 3.17.** Profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur

Les résultats du calcul analytique des différentes couches sont représentés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.5.** Calcul du facteur de sécurité méthode SPT Blake (1999)

Z (m)	N (coups)	Fine (%)	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	Ks	$C_N$	$N_{160}$	$N_{160es}$	$R_{CR75etude}$	$R_{CS}$	Fs	PROB (%)
1,50	8,00	4,00	26,70	1,70	6,94	1,10	6,94	0,13	0,34	0,38	98,84
4,50	7,00	4,00	53,40	1,46	5,84	1,05	5,84	0,11	0,33	0,35	99,26
7,50	9,00	4,00	80,10	1,15	6,20	1,02	6,20	0,11	0,32	0,35	99,20
10,50	8,00	3,00	105,90	0,97	4,66	1,00	4,66	0,10	0,30	0,34	99,34
13,50	11,00	10,00	130,80	0,86	5,68	0,98	6,83	0,11	0,27	0,42	98,20
16,50	10,00	10,00	155,70	0,77	4,63	0,97	5,78	0,11	0,24	0,44	97,95

Pour ce sondage, tout le profil du sol est liquéfiable avec des coefficients de sécurité qui varient entre 0.34 jusqu'à 0.44 et une probabilité maximale de liquéfaction de 99.34%.

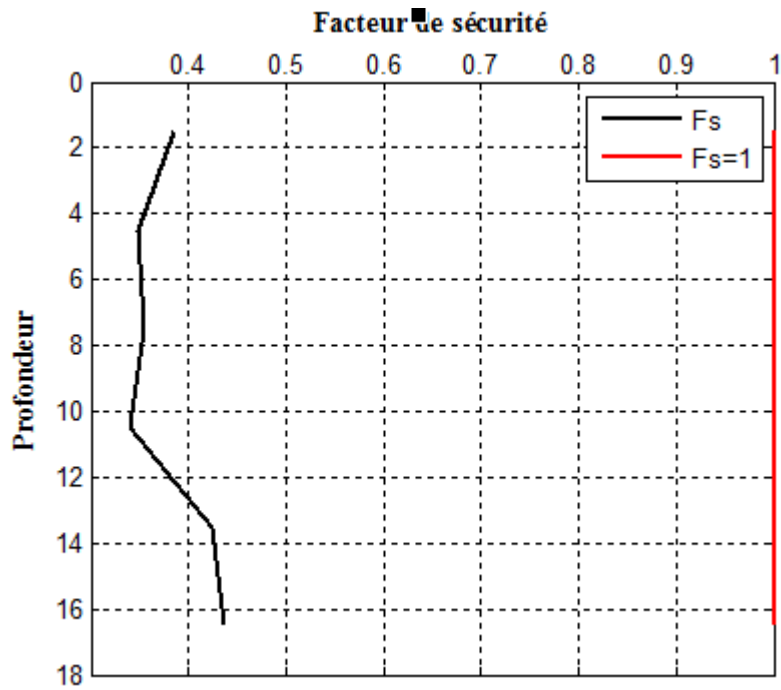


Figure 3.18. Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur

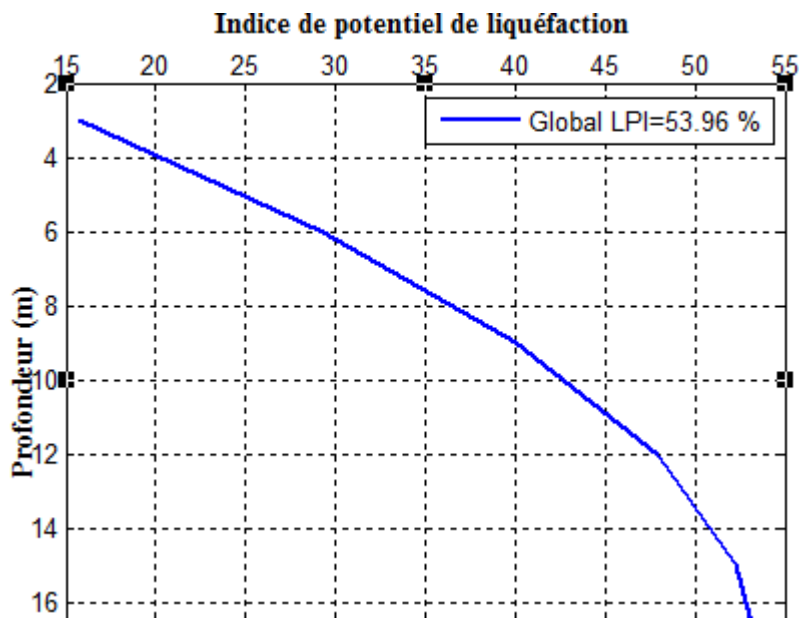
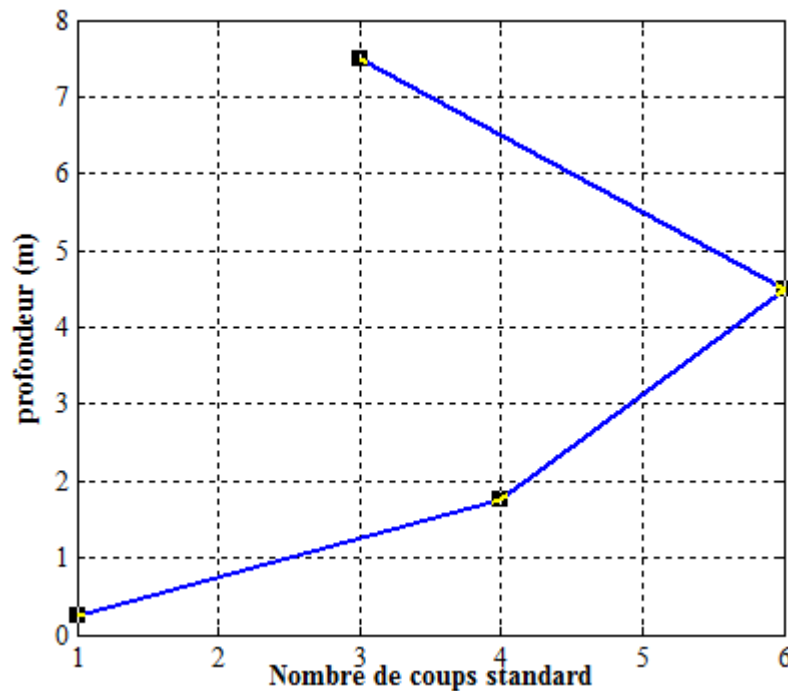


Figure 3.19 Indice de potentiel de liquéfaction

### 3.3.2 Sondage SPT 2

#### 3.3.2.1 Méthode simplifiée de Blake (1999)

Le profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur est présenté sur la figure suivante :



**Figure 3.20.** Profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur

Les résultats du calcul analytique des différentes couches sont représentés sur le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.6.** Calcul du facteur de sécurité méthode SPT Blake (1999)

Z (m)	N (coups)	Fine (%)	$\sigma'_{v0}$ (KPa)	Ks	$C_N$	$N_{160}$	$N_{160cs}$	$R_{CR75etude}$	$R_{CS}$	Fs	PROB (%)
0,25	1,00	8,00	4,95	1,70	0,77	1,10	1,13	0,09	0,33	0,27	99,78
1,75	4,00	8,00	29,70	1,70	3,47	1,09	3,84	0,10	0,32	0,33	99,45
4,50	6,00	6,00	52,20	1,50	5,12	1,05	5,14	0,11	0,33	0,33	99,43
7,50	3,00	6,00	74,70	1,22	2,20	1,02	2,23	0,09	0,33	0,26	99,81

Pour ce sondage, toutes les couches présentent un risque de liquéfaction avec Fs qui varient entre 0.26 à 0.33 et une probabilité maximale de 99.81 %.

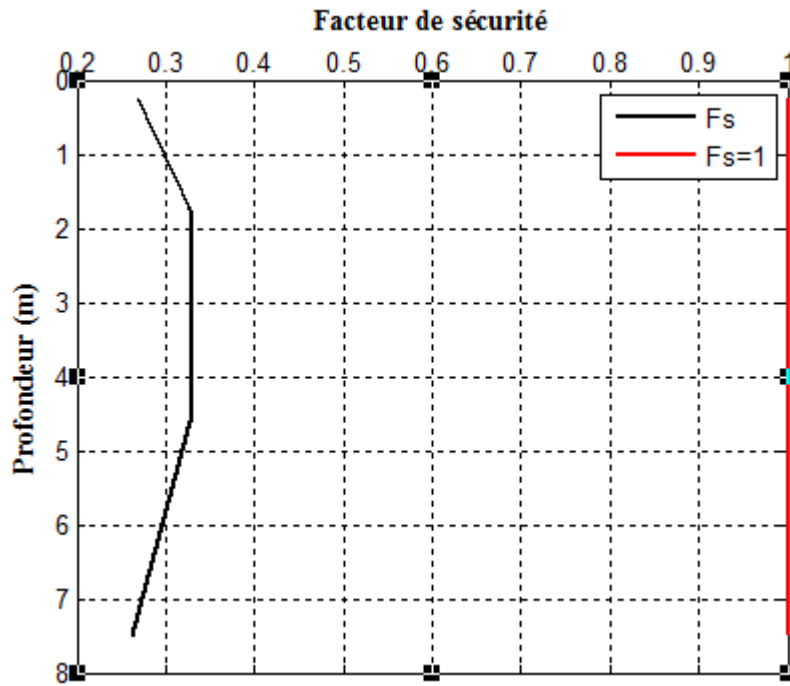


Figure 3.21. Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur

Sur la figure 3.21, on présente la variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur. Par contre l'indice de potentiel de liquéfaction est donné par la figure 3.22.

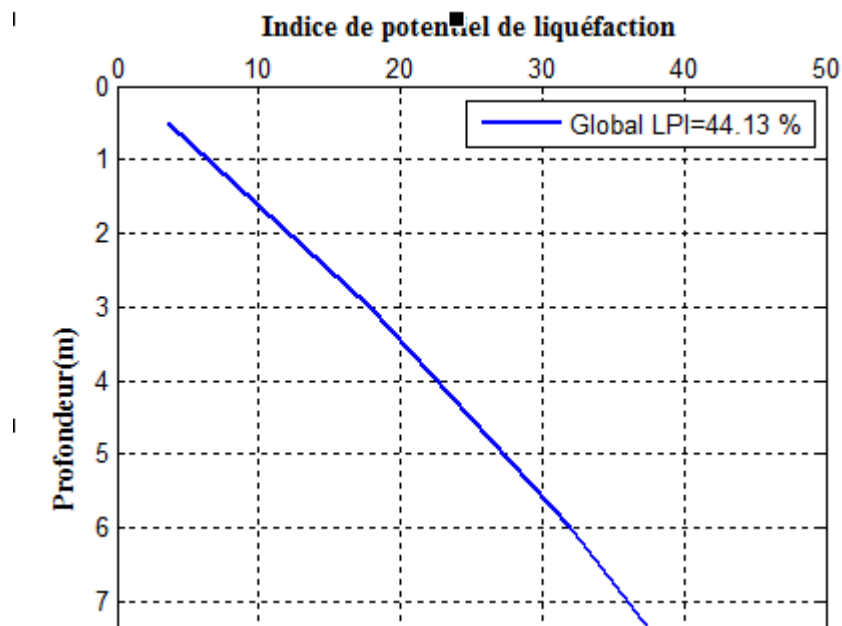
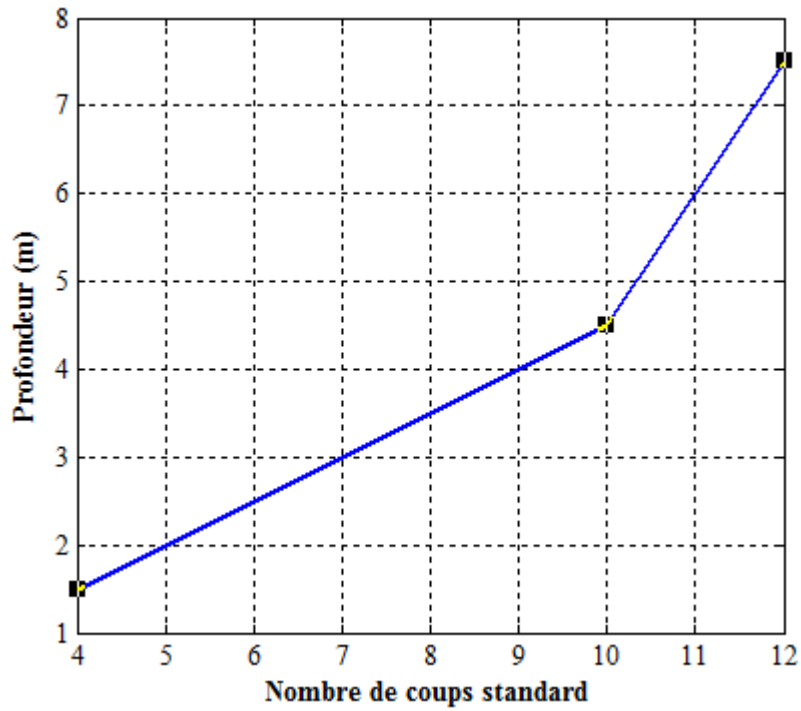


Figure 3.22 Indice de potentiel de liquéfaction

### 3.3.3 Sondage SPT 3

#### 3.3.3.1 Méthode simplifiée de Blake (1999)

Le profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur est présenté sur la figure suivante :



**Figure 3.23.** Profil du nombre de coups standard en fonction de la profondeur  
Les résultats du calcul analytique des différentes couches sont représentés sur le tableau 3.6.

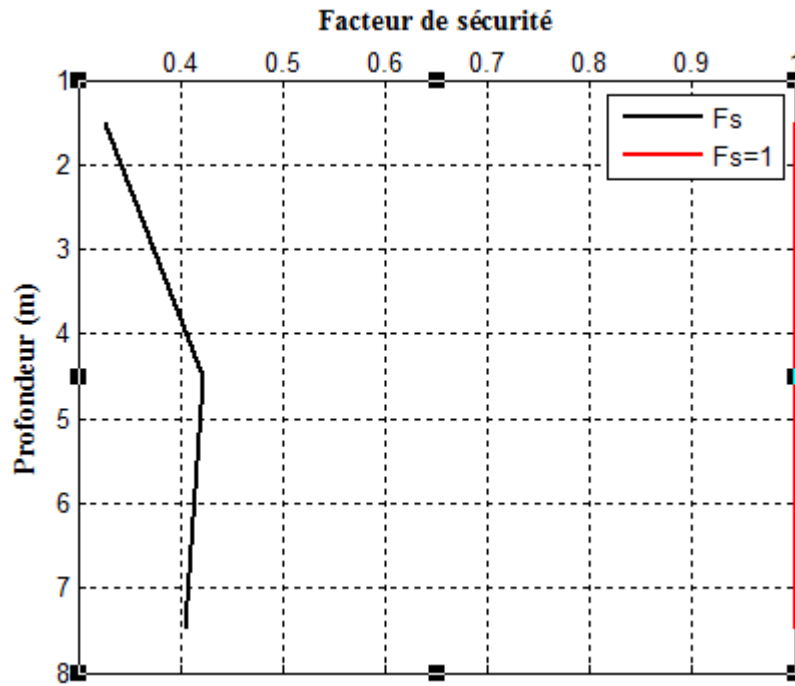


Figure 3.24. Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur

D'après la figure 3.24, le risque de liquéfaction atteint tout le profil du sol.

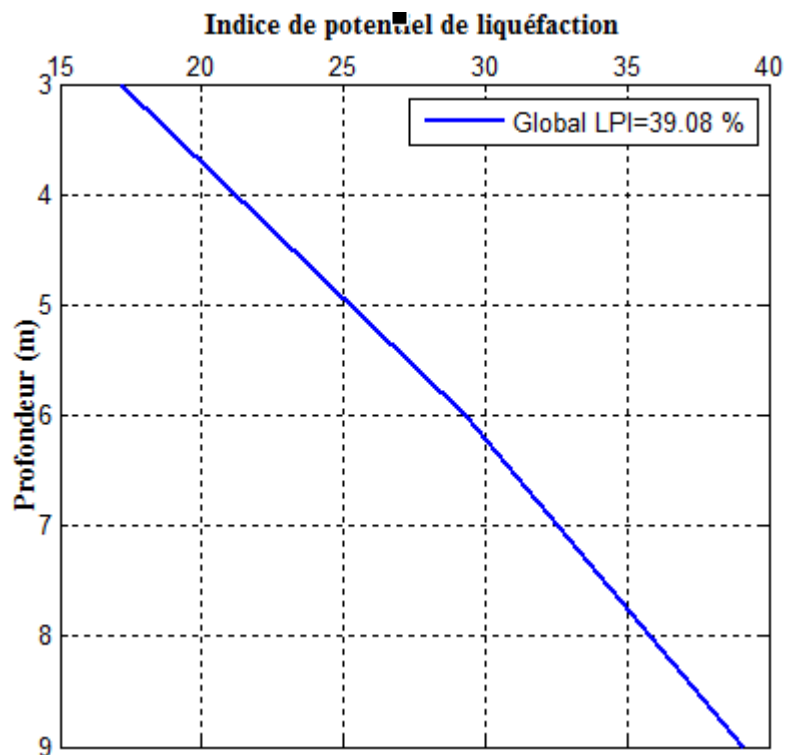


Figure 3.25 Indice de potentiel de liquéfaction



**Tableau 3.7.** Calcul du facteur de sécurité méthode SPT Blake (1999)

Z	N	Fine	$\sigma_{eff}$	CN	$N1_{60}$	$DN1_{60}$	$k_{\sigma}$	$N1_{60CS}$	CRR	CSR	FS
1,5	4	8	29,7	1,7	3,468	0,368	1,08579704	3,84	0,104	0,31914	0,327
4,5	10	8	59,4	1,35	7,697	0,368	1,04405439	8,07	0,131	0,31165	0,423
7,5	12	6	81,9	1,126	8,105	0,028	1,01715633	8,13	0,1284	0,31759	0,40439

En conclusion, on peut dire tous les sondages de SPT ont donné des facteurs de sécurité inférieur un 1, ce qui veut dire que le sol est liquéfiable.

### 3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué le potentiel de liquéfaction en utilisant quelques méthodes simplifiées basées sur les données des essais in-situ tels que le CPT et SPT. Les résultats ont montré que tous les sondages SPT ont donnée des valeurs favorisant le phénomène de liquéfaction. Par contre, les sondages CPT, nous avons constaté la liquéfaction dans couches qui varient d'un sondage à un autre. Les méthodes simplifiées restent des méthodes approchées, car en y introduisant directement l'accélération maximale du séisme de la zone cible, c'est pourquoi les méthodes simplifiées peuvent surestimer ou sous-estimer le risque de liquéfaction car elles sont conçues à base d'un nombre limité de site. Et par conséquent, les résultats donnés par ces méthodes peuvent ne pas être très fiables.

À cet effet, il est préférable de point de vu sécuritaire et économique d'utiliser les méthodes dynamiques par ce qu'ils conviennent pour n'importe quel sol et donnent une estimation plus ou moins réaliste du risque de liquéfaction en fonction des paramètres physiques réels du sol.

# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale**

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols. C'est une perte de résistance des sols granulaires lâches à très lâches sous une secousse sismique accompagnée d'une augmentation rapide de la pression interstitielle causant momentanément la dislocation des particules de sol. Cette étude consiste à estimer le risque de liquéfaction d'un site destiné à l'extension du complexe GNL (Gaz Naturel Liquéfié) se trouvant à Skikda. Pour cela, nous avons utilisé les données disponibles des essais in-situ tels que SPT (Standard Penetration Test) et CPT (Cone Penetration Test) effectués dans différents endroits du site en question.

Les résultats obtenus ont montré que tous les points des sondages du SPT sont liquéfiables, par contre les sondages du CPT ont indiqué que le risque de liquéfaction peut se produire dans des couches bien déterminées. Les méthodes simplifiées restent des méthodes approchées, car en y introduisant directement l'accélération maximale du séisme de la zone cible, c'est pourquoi les méthodes simplifiées peuvent surestimer ou sous-estimer le risque de liquéfaction car elles sont conçues à base d'un nombre limité de sites. Et par conséquent, les résultats donnés par ces méthodes peuvent ne pas être très fiables.

À cet effet, il est préférable de point de vue sécuritaire et économique d'utiliser les méthodes dynamiques par ce qu'elles conviennent pour n'importe quel sol et donnent une estimation plus ou moins réaliste du risque de liquéfaction en fonction des paramètres physiques réels du sol.

# **Références bibliographiques**

## Références bibliographies

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.

Andrus, R.D. & Stokoe II, K.H. (1997). Liquefaction resistance based on shear wave velocity.

Blake T. F. 1999. Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117, Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California, Southern California Earthquake Center, University of Southern California.

Boulanger, R.W., Idriss, I.M., and Mejia, L.H. 1995. Investigation and evaluation of liquefaction related ground displacements at Moss Landing during the 1989 Loma Prieta earthquake.

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

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 Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo, 225–276.

Robertson, P. K., and Wride, C. E. (1998). “Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test.” Can. Geotech. J., Ottawa, 35(3), 442–459

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.

Robertson, P.K., and Campanella, R.G. 1985. Liquefaction potential of sands using the cone penetration test. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 22(3): 298–307.

Robertson, P.K., and Wride (Fear), C.E. 1998a. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 35: 442–459.

Seed H. B., Idriss I. M., Arango I., « Evaluation of liquefaction potential using field ».

Seed H. B., Idriss I. M., Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses, Report EERC-70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1970.

Seed, H. B. (1979). "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes." *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 105(2), 201–255.

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.

Seed, H.B. & Idriss I.M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*.

Youd, T. L., Kayen, R. E., and Mitchell, J. K. (1997). "Liquefaction criteria based on energy content of seismograms." *Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. For Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo*, 217–224.