République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la recherche scientifique

Université de Dr Yahia FARES –MEDEA

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière: Génie civile

Option: géotechnique

Mémoire de fin d'étude en vu de l'obtention du diplôme

de Master en Géotechnique

Thème :

EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DU SOL : CAS D'UN SILO DE SUCRE A BEJAIA

Présenté par:

- BOUKHELIFA Mohamed
- SERBAH Youcef
- GHALEM Tahar

Encadré par

Mr. KHIATINE Mohamed

Promotion: 2016

Remerciements

« Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieures et en particulier le directeur de ce mémoire M. KHIATINE Mohamed.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir Accepter d'examiner mon travail. »

Résumé

Le phénomène de la liquéfaction du sol est la perte de fermeté et de la force du sol en raison d'un séisme ou tout changement brusque dans le cas de contrainte, ce qui rend le sol se comporte comme un liquide.Ce phénomène se pose généralement dans le sol lâche saturé de faible densité et non drainé. Tels que le sol sable, qui est situé au-dessous du niveau de la nappe phréatique ou du niveau de la mer. Etant donné que l'eau remplit les espaces entre les gaines de sol, ce qui entraîne dans le cas de variation de la contrainte à une augmentation de la pression interstitielle.Ce phénomène a conduit à un certain nombre de catastrophes: glissements de terrain, mouvement latéral ... etc., ce qui a incité les chercheurs à évaluer le potentiel de liquéfaction du sol. Évaluer le potentiel de liquéfaction du sol est généralement d'effectuer des essais in-situ ou par des essais en laboratoire où les données ces des essais utilisés pour le calcul du facteur de sécurité par à plusieurs méthodes Ou faire de la modélisation numérique par plusieurs logiciels tels que FLAC2d,

Mots clés :Liquéfaction, dynamique, modélisation numérique, pression interstitielle.

Abstract

The phenomenon of soil liquefaction is the loss of firmness and soil strength due to an earthquake or any sudden change in the case of stress, making the soil behaves like a liquid. This usually arises in the loose soil saturated with low density and undrained. Such as sand soil, which is located below the level of the water table or the level of the sea. As the water fills the spaces between the floor ducts, resulting in the case of variation of the constraint to an increase in pore pressure. This has led to a number of disasters: landslides, lateral movement ... etc., which prompted researchers to evaluate the potential of soil liquefaction. Evaluate soil liquefaction potential is usually perform in-situ tests or laboratory tests where data these tests used to calculate the safety factor by several methods or give numerical modeling by several software such as FLAC2d

Keywords: Liquefaction, dynamics, numerical modeling, pore pressure.

ملخص

ظاهرة تسييل التربة هي فقدان التربة لصلابتها وقوتها بسبب زلزال أو أي تغيير مفاجئ في حالة الإجهاد، مما يجعل التربة تتصرف مثل السائل.تنشأ هذه الظاهرة عادة في التربة الفضفاضة منخفضة الكثافة المشبعة بالماء في الحالة الغير النفوذة . مثل التربة الرملية التي تقع أسفل منسوب المياه الأرضية أو مستوى سطح البحر .حيث أن الماء سيقوم بتعبئة الفراغات بين حبيبات التربة مما يؤدي في حالة التغير المفاجئ للقوى إلى زيادة في ضغط المسام. أدت هذه الظاهرة إلى حدوث عدة كوارث: انهيارات أرضية, الحركة الجانبية...الخ, مما دفعت الباحثين إلى تقييم إمكانية تسييل التربة .تقييم إمكانية تسييل التربة يكون عادة بالقيام باختبارات ميدانية أو عن طريق اختبارات في المخبر حيث تستخدم معطيات الاختبارات في حساب معامل الأمان عبر عدة أساليب لعدة باحثين أو القيام بالنمذجة العددية عبر عدة برامج مثل FLAC2d

كلمات البحث :لتسييل, ديناميك، النمذجة العددية، المسام الضغط.

SOMMAIRE

Liste des notations et indices…….. 11
Liste des tableaux …… 14
Liste des figures…… 15
Introduction générale…… 19

CHAPITRE I :ETUDE BIBLIGRAPHIQUE

1. Introduction :..... 22
2. Définitions :…… 22
   2.1.Liquéfaction :…….. 22
3. Les facteurs influençant la liquéfaction :……... 24
   3.1.L'intensité et la durée de tremblement de terre :…… 24
   3.2.La nappe phréatique :…….. 24
   3.3. Type de sol :…… 25
   3.4. La densité relative de sol Dr :…… 25
   3.5. La taille des particules :…… 26
   3.6. Les conditions de drainage :……... 26
   3.7. Pressions de confinement :…… 26
   3.8. La forme des particules :…….. 27
   3.9. L'âge géologique et la cémentation :…… 27
   3.10. historiques d'environnement :……..... 27
4. Les problèmes lies à ce phénomène :…….. 27
5. Histoire de liquéfaction :…….. 33
   5.1. Séisme de Niigata, au Japon (1964) :…… 33
   5.2. Séisme d'Alaska, (1964) :…… 34
   5.3. Séisme de Superstition Hills, pour le site Wildlife Refuge, en Californie (1987) :…….. 34

5.4. Séisme de Loma Prieta, pour le site Moss Landing, en Californie (1989) :…… 35
5.5. Séisme de Hyogoken_Nambu pour le site Port d'Island, Kobe, au Japon (1995) :…… 36
5.6. Séisme de Chi-Chi, au Taiwan (1999) :…….. 37
5.7. Séisme d'Adapazari, en Turquie (1999) :…… 38
5.8. Boumerdes, Algérie (2003) :……..... 39
5.9. Christchurch, Nouvelle Zélande (2011) :…… 40
5.10. Séisme de Tohoku, au Japon (2011) :…… 42
5.11. Séisme d'Emilie Romagne, en Italie (2012) :…….. 43
6. Etude du comportement des sables sous chargement monotone et cyclique :…….. 43
6.1. Comportement des sables sous chargement monotone :…….. 43
A. Essai drainé :…….. 43
B. Essai non draine :…….. 45
6.2. Comportement des sables sous chargement cyclique : 47
A. Essai drainé :…….. 47
B. Essai non drainé :…….. 48
7. Conclusion :……... 49

CHAPITRE II : L'EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS :

1. Introduction :…….. 51
2. Evaluation du potentiel de liquéfaction :…… 51
3. Evaluation Contrainte de cisaillement cyclique (CSR) :……. 53
3.1.Contrainte de cisaillement cyclique (CSR) :…… 53
3.2.Facteur de correction pour la magnitude du séisme MSF : 54
3.3.Le coefficient de réduction des contraintes (rd) :…… 56
4. Evaluation du rapport de résistance cycliques (CRR) :…… 58
4.1Evaluation du CRR par l'essai SPT :…… 59

4.1.1.Méthode Tokimatsu et Yoshimi (1983) :……. 63
4.1.2.Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984) :…… 64
4.1.3Méthode Youd (2001):..…… 64
4.1.4.Méthode de Youd et Idriss. (2001) :……. 65
4.1.5.Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) :…… 65
4.2.EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI CPT :…….. 66
4.2.1.Méthode d'Olsen et al. (1997) :…….. 69
4.2.2.Méthode de Robertson et Wride (1998) :……. 70
4.2.3.Méthode de Juang et al (2003) :…… 71
4.2.4.Méthode Idriss et Boulanger (2006) :…… 72
4.3.Evaluation du CRR par l'essai de dilatomètre (DMT) :…….. 72
4.3.1.Méthode de Monaco et al (2005) :…… 73
4.3.2.Méthode de Grasso et Maugeri (2006) :……. 74
4.3.3.Méthode de Pai-Hsiang Tsai et al (2009) :…….. 74
4.4.Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement :…… 76
4.4.1.les essais géophysiques :…… 76
4.4.1.1.Les essais réalisés à partir de la surface:…….. 76
4.4.1.1.1sismique réfraction :…….. 76
4.4.1.1.2.vibration entretenue d'un massif :…….. 77
4.4.1.2.Essais réalisés dans des forages :…….. 78
4.4.1.2.A. Essai Down-Hole :…… 78
4.4.1.2.B. Essai Up-Hole :…… 79
4.4.1.2.C. Essai Cross-Hole :…… 80
4.4.A. Méthode d'Andrus et Stokoe (1997) :…….. 81
4.4.B. Méthode d'Andrus et al (2004) :…….. 82
5. Évaluation en laboratoire :…….. 82
5.1.Essais cycliques de cisaillement simple :…… 83
5.2.Essais cycliques en cellule triaxiale :…… 84

5.3.Essai sur table sismique :…… 85
5.4.Essai dans la centrifugeuse :…… 86
6. Evaluation du facteur de sécurité (FS) :…….. 87
7. Conclusion :…….. 87

CHAPITRE III :L'ETUDE LE PROJET D'UN SILO DE SUCRE A BEJAIA :

1. Introduction :…….. 89
2. Description de l'ouvrage :…… 89
3. Etude géotechnique :……... 89
3.1.Contexte géologique :…… 89
3.2.Synthèse géotechnique :……. 91
4. Essais de site :……. 92
4.1. Essais de pénétration au carottier :…… 92
4.2.Essais au pénétromètre statique :……. 92
4.3.Essais pressiométriques (PMT) :…… 94
4.4.Essais Down-hole :…… 95
5. Essais de laboratoire :……. 98
6. Coupe géotechnique :……. 99
7. Synthèse générale :……. 100
8. Conclusion :……... 101

CHAPITRE IV : CALCUL ET MODELISATION NUMERIQUE

1. Introduction :……. 103
2. Vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction 103
3. Procédures de calcul :…… 103
3.1.Evaluation du CSR :……. 103
3.2. Evaluation du CRR :……. 104
4. Application numérique :……. 105
4.1. Essai SPT :…….. 105
4.2. Essai CPT :…….. 107

4.3. Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement:…….. 108
5. Représentation des résultats dans des graphes et interprétation 111
5.1.1. Représentation des résultats de l'essai SPT :…… 111
5.1.2. Représentation des résultats de l'essai CPT :…… 111
5.1.3. Représentation des résultats obtenus à partir des méthodes de mesure de vitesse de cisaillement :……. 112
5.2. Interprétation des résultats :……. 112
6. Modélisation numérique par logiciel FLAC 2d :……. 113
6.1. Méthode des différences finies explicite :…….. 113
6.2. Analyse lagrangienne :……. 114
6.3. Calcul en dynamique :……. 114
6.4. Application de FLAC :…….. 115
6.5. Finn modèle :……. 115
6.6. Procédé de modélisation en FLAC:……. 117
7. Modélisation numérique du site Bejaïa :……. 117
8. Interprétation des résultats de la modélisation numérique:…... 123
9. Conclusion :……. 123

Conclusion générale……. 124
Références bibliographiques…….. 125

Liste des notations et indices

LL	Limite de liquidité
D_r	La densité relative
Q	Déviateur de contrainte
u	La pression interstitielle
ε	La déformation
σ', P'	La contrainte effective
λ	La longueur d'onde
CSR	« Cyclic Stress Ratio » rapport de la contrainte cyclique
CRR	« Cyclic Resistance Ratio » rapport de résistance cyclique.
$CSR_{7.5}$	Rapport de résistance cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter
$CRR_{7.5}$	Rapport de contrainte cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter
SPT	« Standard Penetration Test » essai de pénétration standard.
CPT	« Cone Penetration Test » essai de pénétration de cône.
F	la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol
m	la masse totale de la colonne
W	le poids total de la colonne du sol
γ_t	le poids volumique total de la colonne du sol
z	la profondeur de la colonne du sol
a_{max}	L'accélération maximale induite par le tremblement de terre
σ_v	La contrainte verticale totale
σ'_v	la contrainte verticale effective
τ_{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
α	est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal
τ_S	est la contrainte de cisaillement statique horizontal
K_α	coefficient de correction qui tient compte de la contrainte de cisaillement statique initiale(conditions au sol en pente).
K_σ	Facteur de correction de contrainte verticale effective
P_a	la pression atmosphérique

f	coefficient dépend de la densité relative (Dr).
C_σ	Facteur de correction
$(N_1)_{60}$	la valeur corrigée de *SPT-N*
N	le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT
C_N	est la correction de la contrainte de sols sus-jacents
C_E	est la correction du taux d'énergie de la masse
C_B	est la correction du diamètre du forage
C_R	est la correction de la longueur du train de tiges
C_S	est la correction du carottier avec ou sans revêtement
M_W	Magnitude du séisme.
FC	Le contenu des particules fines.
$(N)_{60}$	Le nombre de coups du SPT
$\Delta(N_1)_{60}$	Facteur de correction pour le passage de (N1)60 à (N1)60 cs
$(N_1)_{60CS}$	Le nombre de coups corrigé du SPT.
F_s	Le facteur de sécurité.
q_{C1}	Résistance de pointe du CPT.
q_C	Résistance quasi statique de pointe du CPT.
D_{50}	le diamètre moyen de particules
R_F	un rapport en pourcentage de frottement
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_S	La vitesse de l'onde de cisaillement
V_{S1}	Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement *s V*
V_{S1}^*	Limite supérieure de *s*1 *V* 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 *VS1* élevées provoquées par le vieillissement
K_D	l'indice de contrainte horizontale
σ_d	Déviateur de contrainte
σ'_c	La pression de confinement effective

σ'_h	la contrainte horizontal effective
K_0	Le coefficient de poussée des terres au repos.
E_r	Le module de rebond
$\Delta\varepsilon_{vd}$	L'incrément de déformation volumétrique
$m\ n$	Constantes
γ	L'amplitude de la déformation cyclique
ε_{vd}	Le cumule total de déformations volumétriques dynamiques
$C_1 C_2 C_3 et C_4$	des constantes dépendant des propriétés du matériau
ΔU	L'augmentation résiduelle de la pression d'eau interstitielle pour un cycle.
G	Le module de cisaillement
ρ_d	La densité sèche
n	La porosité
K	Module volumétrique
υ	Coefficient de Poisson,
$\varphi(°)$	Angle de frottement,
k	la perméabilité
C	la cohésion
t_d	la durée d'application de chargement dynamique
f	la fréquence
t	le temps
$a(t)$	La fonction d'accélération

Liste des tableaux

Chapitre I :

Chapitre II :

- **Le tableau 3.2:** Valeurs de MSF proposées par différents chercheurs (tiré de Youd et al., 2001).
- **Tableau 4.1.1 :** corrections au SPT modifié par (Youd et Idriss, 1997)
- **Tableau 4.1.2 :** facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$ (Seed, 1996)
- **Tableau 4.1.3 :** facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$ (Seed et Idriss, 1997)
- **Tableau 4.1:** Relation entre la teneur fine et facteur de correction pour la valeur SPT-N
- **Tableau 4.2:** facteurs de correction pour le passage de q_1 à q_{1cs} (Seed, 1996)

Chapitre III :

- **Tableau4.4:**Résultats des mesures des paramètres dynamiques par essai down-hole dans le sondage S1
- **Tableau 5.a:** Résultats de l'analyse chimique du sol.
- **Tableau 5.b:** Caractéristiques physiques et mécaniques

Chapitre IV :

- **Tableau 3.2 :** Méthodes et équations utilisés pour évaluer la valeur de CRR
- **Tableau 4.1 :** évaluation du CRR par l'essai SPT (partie 01).
- **Tableau 4.1 :** évaluation du CRR par l'essai SPT (partie 02).
- **Tableau 4.2 :** évaluation du CRR par l'essai CPT (partie 01).
- **Tableau 4.2 :** évaluation du CRR par l'essai CPT (partie 02).
- **Tableau 4.3 :** Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement (partie01).
- **Tableau 4.3 :** Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement (partie02).
- **Tableau 7.a:** Données géotechniques des couches de sols.
- **Tableau 7.b :** Les valeurs d'entrée

Liste des figures

Chapitre I :

- **figure 4 :**schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de liquéfaction d'une couche de sable.
- **figure 4.1.a :** schéma d'un instabilité de l'ouvrage
- **figure 4.1.b :**basculement d'un bâtiment de 5 niveaux dû à liquéfaction au séisme de Niigata (1964).le tassement excessif et l'excentricité du chargement due à la présence d'un appartement sur la terrasse du bâtiment ont contribué au renversement de l'ouvrage.
- **figure 4.2.a :** schéma d'un glissement des terrains
- **figure 4.2.b :** glissement par liquéfaction du corps d'un remblai au séisme de Tokashi-oki, japon (2003).
- **figure 4.3.a :** schéma d'un ruptures superficielles
- **figure 4.3.b :**fissure linéaire superficielle.
- **Figure 4.3.c :**rupture du corps d'un pont suite au déplacement latéral des piles (Niigata,1964)
- **figure 4.4.a :** schéma d'un développement des forces de poussées
- **figure 4.4.b :**renversement du mur de quai suite à la liquéfaction du matériau du remblai au séisme de Kobé (1995).
- **figure 4.5.a :** schéma d'un soulèvement des ouvrages enterres et
- **figure 4.5.b :**soulèvement d'un regard suite à la liquéfaction, au séisme de Tokashi-Oki , japon (2003).
- **figure 4.5.c :**rupture des canal isations enterrées au séisme de nihonkai-chubu, japon '1983).
- **figure 4.6.a :** schéma d'un volcans de sable
- **figure 4.6.b :** Remontée du coulée de sable liquéfié à travers un planche RDC en béton armé .
- **figure 4.6.c :**cratère de sable liquéfié à la plage de Corso lors du séisme de zemmouri, Boumerdès, 2003.
- **figure 4.7.a :** schéma d'un Affaissement en surface du sol
- **figure 4.7.b :** affaissement général du sol dû à liquéfaction, lors du séisme de nihonkai- chubu, japon, (1983).
- **figure 5.1:**Inclinaison des bâtiments d'habitation de Kawagishi-cho à Niigata au Japon due à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction.
- **figure 5.2 :** Remblais routiers pour le séisme d'Alaska.
- **figure 5.3:** Volcan dessable sur le site de Wildlife.
- **figure 5.4.1:** Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (d'après Khaled (2012)).

- **figure 5.4.2 :** Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (d'après Kayen et al. (2000)).

- **figure 5.5.1 :** Lors du séisme de Kobé(1995), un mur de quai le long du canal a subi un 30 renversement, suite à la liquéfaction du matériau du remblai (sable lâche à moyennement dense) qui a augmenté les pressions des terres sur le parement du mur.
- **figure 5.5.2:** a) Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Khaled (2012)) ; b) Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral.
- **figure 5.6.1:** Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan.
- **figure 5.6.2:** Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan.
- **figure 5.6.3:** Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place.
- **figure 5.6.4:** Fissures considérables dans le sol à Nantou.
- **figure 5.7:** Effet de la liquéfaction séisme Turquie (1999) : a) Poinçonnement de la fondation ; b) renversement d'une structure.
- **figure 5.8.1:** a) Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser ; b) fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser. (d'après le EERI, 2003, cité par Khaled (2012)).
- **figure 5.8.2 :**liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser.
- **figure 5.9.1:** Volcans de sable dus à la liquéfaction, après le tremblement de terre de Christchurch, Nouvelle Zélande (2011).
- **figure 5.9.2:** Rupture superficielle et liquéfaction après le tremblement de terre de Christchurch, Nouvelle Zélande (2011).
- **figure 5.10.1:** Poinçonnement de la fondation sous l'effet de la liquéfaction séisme Tohoku 2011.
- **figure 5.10.2:** Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral sous l'effet de la liquéfaction du séisme de Tohoku 2011.
- **figure 5.11 :** Phénomène de liquéfaction dans un champ de maïs en Emilie-Romagne (d'après Université de Modène et Reggio Emilia).
- **figure 6.1.A.1 :** essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee)
- **figure 6.1.A.2 :** essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee)
- **figure 6.1.B.1 :** essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande)
- **figure 6.1.B.2 :** variation de volume sous chargement monotone
- **figure 6.1.B.3 :** critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong)

- **figure 6.2.A.1 :** comportement cycliques drainés des sables (Luong)
- **figure 6.2.A.2 :** variation de volume sous chargement cyclique (Luong)
- **figure 6.2.B.1 :** comportement cycliques non drainés des sables (Luong)

Chapitre II :

- **Figure 2.1:** Méthodologie d'évaluation du potentiel de Liquéfaction.
- **Figue. 3.1:** Conditions supposées pour l'évaluation de la CSR.
- **figure 3.3 :**Facteur de réduction des contraintes (rd) en fonction de la profondeur (tirée de Seed et Idriss, 1971).
- **figure 4.1:**Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir de donnée SPT (méthode Seed et al., 1985).
- **Figue. 4.1.3:** CRR à partir des données SPT ainsi que des données empiriques de liquéfaction (Youd et al., 2001).
- **Figue. 4.1.5:** variation de $(\Delta N_1)_{60}$ avec des amendes de contenu.
- **figure 4.2.1 :** courbes de références pour essai CPT (Seed, 1986).
- **figure 4.2.2 :** Corrections sur les résistances en fonction de la teneur en fines (Seed, 1996).
- **Figure 4.3 :** Principe de la mesure DMT.
- **Figure 4.3.3.1 :** CSR en fonction de K_D.
- **Figure 4.3.3.2 :** CSR en fonction de E_D.
- **Figure 4.4.1.1 :**Réfraction sismique.
- **Figure 4.4.1.2.A.1 :** essai down-hole.
- **figure 4.4.1.2.A.2 :** essai cross-hole.
- **Figure4.4.1.2.A.3** : enregistrement d'un essai down-hole.
- **Figure 4.4.1.2.C:** essai cross-hole :mesures différentielles entre forages.
- **Figure 5.1 :** Appareillage de l'essai cyclique de cisaillement simple - type NGI (Figure extraite d'Ishihara, 1996).
- **Figure 5.2 :** Cellule triaxiale typique pour test de compression statique ou dynamique (figure extraite de Ishihara, 1996).
- **Figure 5.3 :** Schéma de l'essai sur la table sismique a) analyse unicouche b) inclusion de colonnes en pierre (figure tirée de Adalier et al., 2003).
- **Figure 5.4 :** Centrifugeuse.

Chapitre III :

- **figure 2.a:** Photo du silo.
- **figure 2.b:** Base du silo.
- **figure 3.2 :**Implantation des essais in-situ.
- **figure 4.2:** Pénétrogramme.
- **figure 4.3:** Profil pressiométriques.
- **figure 6:** Coupe géotechnique du terrain rencontré.
- **Figure 9 :** le profile de terraine du site Bejaïa.

Chapitre IV :

- **Figure 5.1.1.a :** la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 7.5.
- **Figure 5.1.1.b :** la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 6.
- **Figure 5.1.2.a :** la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 7.5 .
- **Figure 5.1.2.b :** la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 6.
- **Figure 5.1.3.a :** la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 7.5 .
- **Figure 5.1.3.b :** la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 6.
- **Figure 6.1 :** Cycle de calcul explicite.
- **Figure 6.3 :** les différentes étapes d'un calcul dynamique avec logiciel FLAC.
- **Figure 7.1 :** Le maillage adopté pour la modélisation des profiles de sol à analyser.
- **Figure 7.2 :** Les couches des profiles de sol à analyser.
- **figure 7.3:** Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de vases (entre 0.00 et 4.00 m de profondeur).
- **figure 7.4:** Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de vases (entre 4.00 et 8.00 m de profondeur).
- **figure 7.5:** Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de sable fins vaseux (entre 8.00 et 18.00 m de profondeur).
- **figure 7.6:** Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de sable fins vaseux (entre 18.00 et 30.00 m de profondeur).
- **figure 7.8:** Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de sable fins vaseux (entre 30.00 et 40.00 m de profondeur).
- **figure 7.9:** Courbe de tassement totale.
- **Figure 7.10 :** le déplacement vertical.

INTRODUCTIN GENERALE :

Liquéfaction est un phénomène induit par le tremblement de terre important qui peut entraîner des dommages importants aux structures d'ingénierie. comme les murs de quai, des ponts, des tunnels et des installations de ligne de vie.

Liquéfaction est généralement attribuée à la perte de résistance du sable lâche saturé des dépôts à la suite de la génération augmentation d'une pression interstitielle et la diminué du contrainte efféctive (absence de résistance au cisaillement).à travers les couches liquéfié soumis à une excitation sismique.

Les dégâts causés peuvent être dans certains cas, des déplacements latéraux importants (pouvant atteindre plusieurs mètres) et dans la plupart des cas, des tassements considérables (plusieurs dizaines de centimètres) après dissipation des pressions interstitielles et réarrangement des grains.

ce phénomène est responsable de dommages excessifs au niveau des fondations des ouvrages. Historiquement, les répercussions majeures, occasionnées en 1964 par le séisme de Nigata au Japon, ont stimulé plusieurs recherches pour appréhender le risque de liquéfaction et évaluer ses conséquences en fonction d'une intensité sismique donnée (Seed, 1971 ; Robertson & Wride, 1998 ; Boulanger & Idriss, 2008 ; Moss et al., 2006). Ainsi, plusieurs approches et critères empiriques ont été développés afin d'analyser le potentiel de liquéfaction d'un sol en se basant, en particulier, sur des résultats d'essais in situs et en laboratoires.

Les méthodes les plus courantes d'analyses du potentiel de liquéfaction sont des méthodes empiriques, basées sur des essais SPT ou CPT.

Le présent mémoire est scindé en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est une synthèse des connaissances relatives pour la description de phénomène de liquéfaction
    - Définition de phénomène de liquéfaction du sol
    - Les facteurs influençant la liquéfaction
    - Les problèmes lies à ce phénomène
    - Histoire de liquéfaction
    - Etude du comportement des sables sous chargement monotone et cyclique

- Le deuxième chapitre sera consacré aux procédures à suivre pour l'évaluation du potentiel de la liquéfaction des sols, qui englobent plusieurs méthodes de calcul approché développés par les auteurs en dernières années.
- Le troisième chapitre sera consacré aux études géotechniques du projet de réalisation d'un silo de sucre à Bejaïa.
- Le quatrième chapitre sera consacré aux :
    - **La première partie :** un calcul par l'utilisation des méthodes qui mentionné au deuxième chapitre.
    - **La deuxième partie :** une modélisation numérique sous le code de calcul du logiciel FLAC 2d.

CHAPITRE I :ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction :

Les phénomènes de liquéfaction des sables constituent un domaine de préoccupation important en mécanique des sols et en géotechnique. Ces phénomènes ont en effet déjà été responsables de dommages très importants à travers le monde, et en particulier en zones fortement sismiques, causés à différentes structures dans le domaine du génie civil et du bâtiment (barrages, ouvrages d'art, digues, remblais, zones urbaines, etc.) [33].

Le terme liquéfaction a été introduit en Mécanique des Sols pour expliquer la rupture du barrage Calaveras en Californie en 1918. Plus tard, les sinistres de Niigata au Japon et d'Alaska aux Etats-Unis, en 1964, continuent d'alimenter l'intérêt pour les recherches sur ce phénomène. La liquéfaction correspond à une soudaine perte de résistance du sol, qui se comporte alors comme un liquide. Cette rupture en écoulement est attribuée à la forte augmentation de la pression interstitielle, qui n'a pas pu se dissiper sous la sollicitation. La liquéfaction peut intervenir sous chargement monotone. On parle de liquéfaction statique. Mais les ruptures les plus spectaculaires sont celles engendrées par des mouvements dynamiques tels que les séismes. On a longtemps admis que la liquéfaction intervenait préférentiellement dans des milieux granulaires, en conditions non drainées et saturées[34].

2. Définitions :

2.1. Liquéfaction :

Il semblerait que Hazen (1920), ait été le premier à utiliser le terme « liquéfaction » pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m3 de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente. Hazen (1920) a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces intergranulaires dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale. Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, entre d'autres, ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, concernant le comportement non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, dans des milieux non cohérents saturés.

Les études réalisées en laboratoire et in situ ont permis de distinguer entre les principaux phénomènes suivants : l'écoulement de liquéfaction ou tout simplement liquéfaction, et la mobilité cyclique. Le phénomène de liquéfaction est connu sous le nom de liquéfaction statique ou cyclique lorsque le chargement provoquant le phénomène est respectivement monotone ou cyclique.

La liquéfaction statique est caractérisée par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du massif de sol. C'est un phénomène d'instabilité caractéristique de matériaux granulaires, tels que les sables, lâches et saturés, ayant une tendance à la contractante sous cisaillement drainé. En conditions non drainées, cette tendance se traduit par une augmentation de la pression interstitielle qui conduit à la réduction des contraintes effectives.

La liquéfaction cyclique vraie caractérise les sables lâches et très lâches contractants. C'est un mécanisme similaire à celui observé sous chargement monotone, et se définit par une augmentation progressive de la pression interstitielle au cours des cycles de charge-décharge sans augmentation considérable des déformations.

Lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne effective initiale, une chute brutale de la résistance au cisaillement se produit accompagnée par un développement rapide de grandes déformations.

La mobilité cyclique est un phénomène caractéristique de sables moyennement denses et très denses dilatants. Il se différencie de la liquéfaction par le fait que la rupture est produite par accumulation de déformations significatives, et non pas par une perte importante de la résistance au cisaillement.

Le phénomène de liquéfaction est moins fréquent que la mobilité cyclique, mais les conséquences sont plus désastreuses, étant donne qu'un volume plus important de sol peut être disloque. En plus, ce phénomène peut se produire sans aucune cause apparente. Terzaghi (1956) a employé le terme de « liquéfaction spontanée » pour décrire le changement soudain de dépôts de sables d'un état solide a un état liquide, sous l'effet d'une légère perturbation.

Casagrande (1976), Castro et Poulos (1977) ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives [35].

3.Les facteurs influençant la liquéfaction :

Il y a beaucoup de facteurs qui influencent le procède de liquéfaction pour le sol in situ. Basé sur les résultats des essais en laboratoire aussi bien que des observations de champ et des études, les facteurs les plus importants qui influençant la liquéfaction sont comme suit [35]:

3.1.L'intensité et la durée de tremblement de terre :

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, telles que l'accélération et la durée de la secousse, détermine la déformation de cisaillement qui causent la contraction des particules de sol et le développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme. Le potentiel de liquéfaction augmente à mesure de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de secousse. Ces tremblements de terre qui ont la magnitude la plus élevée produira à la fois l'accélération la plus grande et la plus longue durée des secousses. Une analyse de la liquéfaction serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol a_{max} inférieure à 0,10g ou une magnitude M_w inférieur à 5 [35].

3.2.La nappe phréatique :

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

Sur les sites où la nappe phréatique fluctue de manière significative, le potentiel de liquéfaction sera également fluctuer. En règle générale, le niveau des eaux souterraines plus haut historique doit être utilisé dans l'analyse de liquéfaction à moins d'autres informations indiquent un niveau supérieur ou inférieur est approprié. Poulos *et al.* (1985) affirment que la liquéfaction peut également se produire dans les très grandes masses des sables ou limons qui sont secs et lâche et chargé si rapidement que la fuite d'air dans les vides est limitée. Un tel mouvement des sables secs et lâche est souvent désigné comme le sol en mouvement ou en cours de mouvement. Bien que le sol tels que mentionnée qui s'écoule liquéfié fait, dans ce texte, un tel sol déformation ne sera pas appelé liquéfaction.

Il est préférable de considérer que la liquéfaction ne se produit que pour les sols qui sont situés en dessous de la nappe phréatique [35].

3.3. Type de sol :

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

Ainsi, les types des sols sensibles à la liquéfaction qui ne sont pas plastiques (sans cohésion). Une liste approximative des sols sans cohésion du moins au plus résistant à la liquéfaction est les sables propre, sables limoneux non plastiques, de limon non plastique et des graviers. Il pourrait y avoir de nombreuses exceptions à cette séquence. Par exemple, Ishihara (1985, 1993) décrit le cas des résidus issus de l'industrie minière qui ont été composées essentiellement de la terre superficielle des rochers et ont été classés comme de la farine de roche. Ishihara (1985, 1993) stipule que la farine de roche dans un état saturé d'eau ne possède pas de cohésion significative et s'est comporté comme s'il s'agissait d'un sable propre. Ces résidus ont été montré à exposer aussi bas une résistance à la liquéfaction du sable propre.

Seed et Lee (1966) a déclaré après baser sur des tests en laboratoire et performances sur le terrain, la grande majorité des sols cohésifs sera liquéfient pas en cours de tremblements de terre. En utilisant des critères initialement prévue par Seed et Idriss (1982) et par la suite confirmée par Youd et Gilstrap (1999), et Bray *et al.* (2004), pour un sol cohérent pour liquéfier, il doit satisfaire à toutes les trois critères suivants :

– Fraction des fines inférieurs a 0.005 mm<15%

– Limite de liquidité LL< 35%

– Teneur en eau normale >0.9 LL

Si le sol cohérent ne répond pas à toutes les trois critères, il est généralement considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier. Bien que le sol cohérent ne peut pas se liquéfier, il pourrait y avoir encore être une perte significative de la résistance au cisaillement non drainée en raison de la secousse sismique[35].

3.4. La densité relative de sol D_r :

Basé sur des études de terrain, des sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction. Les sols constitués des éléments non plastiques vont se contracter au cours de la secousse sismique qui va provoquer le développement d'un excès de

pressions interstitielles. Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique.

Poulos *et al.* (1985) affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier. En substance, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainés est supérieure à leur résistance au cisaillement drainés[35].

3.5. La taille des particules :

Les sols non plastiques de granulométrie uniforme ont tendance à former plus instable arrangements de particules et sont plus sensibles à la liquéfaction. Les sols bien classés auront également de petites particules qui remplissent les espaces vides entre les grosses particules. Cela tend à réduire la contraction de potentielle du sol, résultant en moins excessives pressions interstitielles générées durant le tremblement de terre. Kramer (1996) stipule que les données de terrain indiquent que la plupart des défaillances de liquéfaction ont impliqué de classement uniforme des sols granulaires[35].

3.6. Les conditions de drainage :

Si l'excès de pression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Comme le gravier très perméable les égouts ou les couches de gravier peuvent réduire le potentiel de liquéfaction du sol adjacent[35].

3.7. Pressions de confinement :

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

Ceci ne signifie pas qu'une analyse de liquéfaction ne devrait pas être exécutée pour le sol qui est au-dessous d'une profondeur de 15 m. Dans beaucoup de cas, il peut être approprié d'exécuter une analyse de liquéfaction pour le sol qui est plus profond que 15 m. une analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour n'importe quel dépôt de sol qui a été lâchement vidé dans l'eau (c.-à-d., l'analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour l'épaisseur entière lâchement de vider complètent l'eau, même si elle dépasse 15 m d'épaisseur). De même, un site est rapidement déposé peut également avoir besoin d'une

recherche de liquéfaction au-dessous d'une profondeur de 15 m. Une expérience et le jugement considérables sont requis dans la détermination de la profondeur appropriée pour terminer une analyse de liquéfaction[35].

3.8. La forme des particules :

La forme des particules de sol peuvent également influer sur le potentiel de liquéfaction. Par exemple, les sols ayant des particules arrondies tendent à densifier plus facilement que les particules du sol angulaire de forme. Ainsi un sol contenant des particules de sol arrondies est plus susceptible de se liquéfier à un sol contenant des particules de sol angulaires[35].

3.9. L'âge géologique et la cémentation :

Les sols nouvellement déposés ont tendance à être plus sensibles à la liquéfaction que les anciens dépôts de sol. Il a été démontré que plus un sol est soumis à une pression de confinement, plus qu'ils sont résistant à la liquéfaction (Ohsaki 1969, Seed 1979a, Yoshimi et al. 1989). L'augmentation de la résistance à la liquéfaction avec le temps pourrait être due à la déformation ou compression des particules de sol dans des arrangements plus stables. Avec le temps, il peut être également le développement des liens en raison de la cimentation au niveau des contacts des particules[35].

3.10. historiques d'environnement :

Il a été également déterminé que l'historique d'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique (Kramer (1996)). La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de surconsolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos K_0 (Kramer (1996)). Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que le sol sous-jacent a été préchargé, il aura un ratio plus élevé de surconsolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos K_0. Un tel sol qui a été préchargé sera plus résistant à la liquéfaction de la même terre qui n'a pas été préchargé [35].

4. Les problèmes lies à ce phénomène :

Les sables fins saturés en eau peuvent être le siège d'un phénomène encore plus spécifique au contexte sismique : la liquéfaction des sols.

Un matériau sans résistance au cisaillement se comporte comme un liquide, d'où le terme « liquéfaction » du sol. Ce phénomène peut entraîner des effets catastrophiques :

- une couche non liquéfiable située au dessus d'une couche liquéfiée peut glisser sur celle-ci, si des pentes existent. Des déplacements de sol de grande amplitude sont possibles: ainsi, des glissements de terrain de plusieurs km ont été observés au Pérou. La Figure 4 montre un effet de ce type en Alaska. Des constructions situées dans ce genre de site sont entraînées dans le mouvement général du sol.
- dans les sites dont la surface est horizontale, on a observé des phénomènes d'inclinaison, voire de renversement des structures ; seul le respect de la condition de stabilité des bateaux (centre de gravité plus bas que le centre de carène) empêcherait ce renversement...

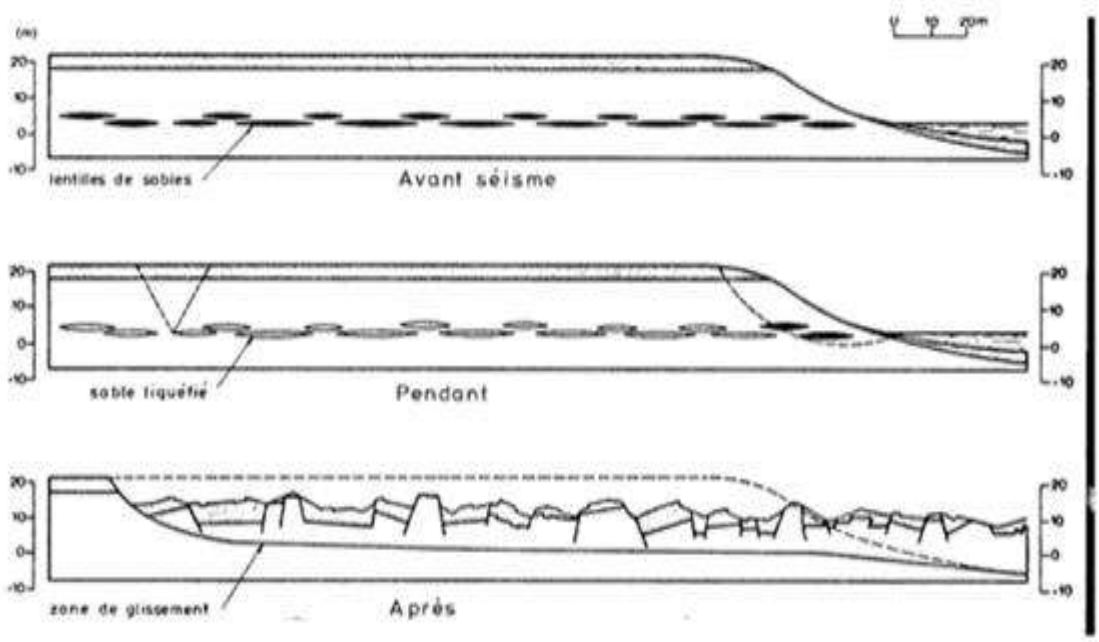


figure 4 :schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de liquéfaction d'une couche de sable[37].

- Nous pouvons décrire ce phénomène physiquement par le schéma suivant :



<u>Etat initial :</u>

- Grains de sol dans un dépôt.

Colonne bleue à droite : niveau de pression interstitielle dans le sol



La pression est faible : les forces de contact sont importantes (flèches blanches).



Lors du chargement sismique

− La pression augmente : les forces de contact diminuent, voire disparaissent ;

− Perte de résistance au cisaillement du sol :comportement proche de celui d'un fluide [6].

Les principaux risques de liquéfaction dans les domaines suivants:

- Pert de capacité portante du sol de fondation (figure 4.1.a), ce qui a pour conséquence l'instabilité de l'ouvrage .la figure 4.1.b illustre un exemple frappant de renversement d'un bâtiment de 5 niveau fondé sur des semelles continues dans un horizon sableux.la liquéfaction a causé une chute considérable de la capacité portante et un tassement excessif. L'excentricité du chargement due à la présence d'un appartement sur la terrasse du bâtiment a causé le renversement.

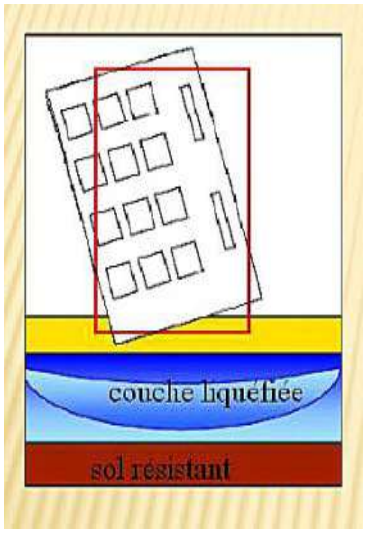


figure 4.1.a : schéma d'un instabilité de l'ouvrage



figure 4.1.b :basculement d'un bâtiment de 5 niveaux dû à liquéfaction au séisme de Niigata (1964).le tassement excessif et l'excentricité du chargement due à la présence d'un appartement sur la terrasse du bâtiment ont contribué au renversement de l'ouvrage.

- Glissement des terrains en pente (figure 4.2.a). outra le mouvement de la couche liquéfiée perturbant l'équilibre initial du massif formant le talus, la génération rapide des pressions interstitielles et chute de résistance au cisaillement réduit considérablement les moments stabilisants. Le coefficient de sécurité sera par conséquent considérablement réduit. La figure 4.2.b est relative au glissement par liquéfaction d'un remblai, avec rupture franche du corps du remblai. Le sol naturel comportai des matériaux mous saturés qui se sont liquéfiés.

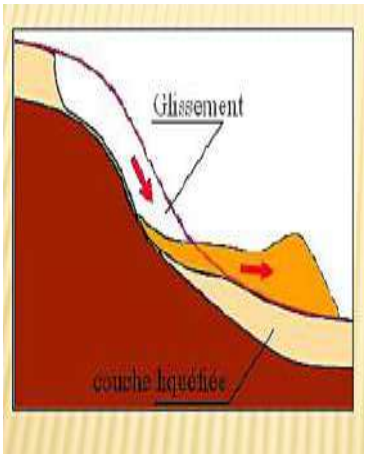


figure 4.2.a : schéma d'un glissement des terrains



figure 4.2.b : glissement par liquéfaction du corps d'un remblai au séisme de Tokashi-oki, japon (2003).

- Ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral (figure 4.3.a) : la liquéfaction d'une couche impose un mouvement en grands déplacements aux couches sus-jacentes, ce qui se traduit par des grandes fissures et des ruptures superficielles de la surface. La figure 4.3.b est relative à des fissures superficielles importantes atteignant une largeur de 1 m et une profondeur de 2 m, et la figure 4.3.c montre un effondrement du pont de showa fondé sur des puits, suite à des grands déplacements latéraux de ces demiers dus à la liquéfaction du sol de fondation.

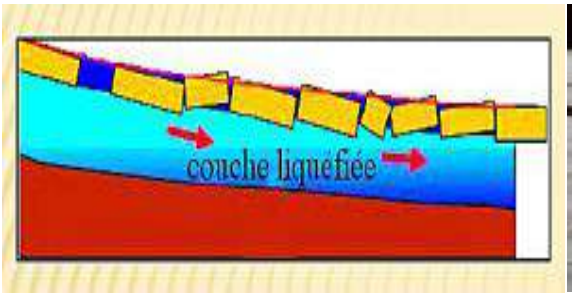


figure 4.3.a : schéma d'un ruptures Superficielles.



figure 4.3.b :fissure linéaire superficielle.



Figure 4.3.c :rupture du corps d'un pont suite au déplacement latéral des piles (Niigata,1964)

- Développement des forces de poussées (figure 4.4.a) : le mouvement de la couche liquéfiée se traduit part un excès de forces de poussée sur la surface de contact sol/mur, cs qui induit au renversement ou au glissement du mur, comme l'illustre la figure 4.4.b, où un mur de quai le long du canal a subi un renversement, suite à la liquéfaction du matériau du remblai (sable lâche à moyennement dense) qui a augmenté les pressions des terres sur le parement du mur.

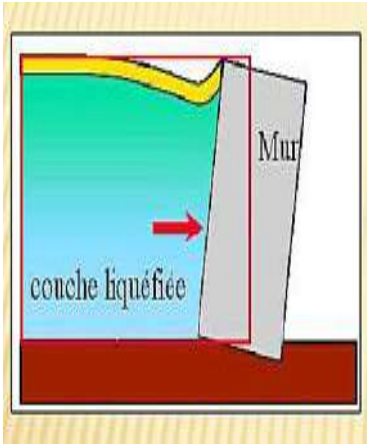


figure 4.4.a : schéma d'un développement des forces de poussées



figure 4.4.b :renversement du mur de quai suite à la liquéfaction du matériau du remblai au séisme de Kobé (1995).

- Soulèvement des ouvrages enterres et rupture des canalisations (figure 4.5.a). conformément à la loi d'Archimède de flottaison des corps dans les liquides, les structures ayant un poids volumique plus petit que celui du liquéfié émergent de la surface de ce sol, ce qui peut être le cas de structures légères enterrées.
  La figure 4.5.b illustre un soulèvement spectaculaire des regards de 1.80 m par rapport à la surface du sol. En outre, les grands déplacements latéraux induit au sol liquéfié sollicitent fortement à la traction les canalisations, comme le montre la figure 4.5.c.

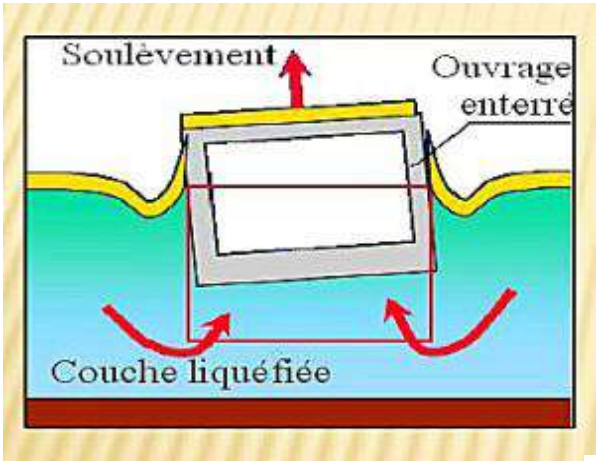


figure 4.5.a : schéma d'un soulèvement des ouvrages enterres



figure 4.5.b : soulèvement d'un regard suite à la liquéfaction, au séisme de Tokashi-Oki , japon (2003).



figure 4.5.c :rupture des canal isations enterrées au séisme de nihonkai-chubu, japon '1983)

- Formation de cratères ou 'volcans de sable' (figure 4.6.a). Suite à la génération de fortes surpressions interstitielles, le sable liquéfié remonte en surface en créant des cratères, ce qui est un phénomène typique à la liquéfaction des couches superficielles. A titre d'exemple, à la figure 4.6.b, la liquéfaction a causé la remontée forcée d'une coulée de sable à travers les planchers en béton armé du rez-de-chaussée.la figure 4.6.c montre en exemple de cratère formé à la plage de corso, lors du séisme de Boumerdés (2003).

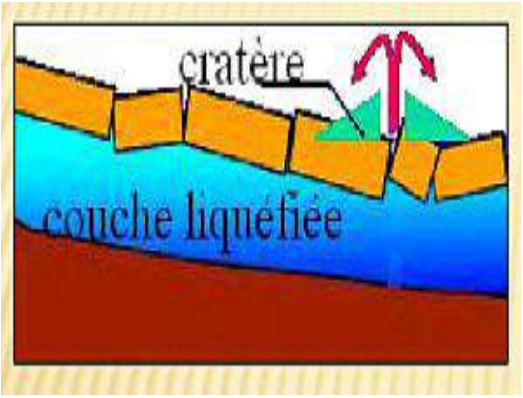


figure 4.6.a : schéma d'un volcans de sable



figure 4.6.b : Remontée du coulée de sable liquéfié à travers un planche RDC en béton armé .



figure 4.6.c :cratère de sable liquéfié à la plage de Corso, lors du séisme de zemmouri, Boumerdès, 2003.

- Affaissement ou effondrement (figure 4.7.a) en surface du sol :suite au mouvement de l'eau interstitielle sous de forts gradient de pressions d'une part, et à la dégradation des propriétés mécaniques du sol d'autre part, un affaissement se manifeste en surface, avec des fois des amplitudes exceptionnelles de l'ordre de 1m. la figure 4.7.b est relative à un affaissement général de 50cm du sol dû à liquéfaction, sans des désordres structurels subis par l'ouvrage, fondé d'ailleurs sur des pieux ancrés dans un substratum, et traversant des couches de sable lâche saturé. Il s'agit d'un exemple montrant que la liquéfaction peut avoir un effet limité sur la structure si un système convenable de fondations est conçu.

  Outre ces aspects courants, la liquéfaction peut subir aux ouvrages des désordres divers plus ou moins importants, tels que la rupture des corps de digues et de barrages, l'effondrement du corps de chaussée et le renversement des ouvrages élancés, suite au tassement différentiel [38].

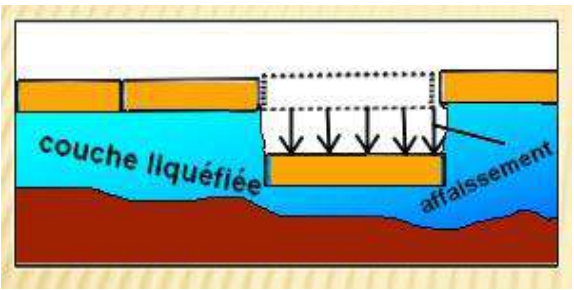


figure 4.7.a : schéma d'un Affaissement en surface du sol

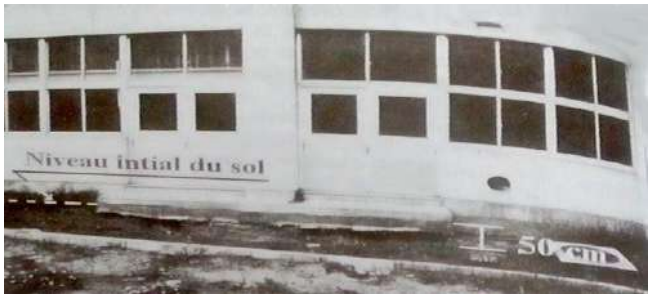


figure 4.7.b :affaissement général du sol dû à liquéfaction, lors du séisme de nihonkai- chubu japon, (1983).

5. HISTOIRE DE LIQUEFACTION :

5.1. Séisme de Niigata, au Japon (1964) :

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate.

Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés. . .

Les bâtiments d'habitation à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la capacité portante du sol a chuté fortement engendrant de très grandes déformations (Figure 5.1)[35].



figure 5.1:Inclinaison des bâtiments d'habitation de Kawagishi-cho à Niigata au Japon due à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction

5.2. Séisme d'Alaska, (1964) :

Le séisme de 1964 en Alaska est un des plus puissants séismes enregistrés sur Terre avec une magnitude 9,2 sur l'échelle de Richter. Il a frappé la région d'Anchorage, en Alaska, le vendredi 27 mars 1964 (Vendredi saint, God Friday). L'épicentre du séisme se situe à environ 90 km à l'ouest de Valdez et 120 à l'est d'Anchorage, avec un foyer à une profondeur de 25 km. La liquéfaction a été observée par des ruptures de fondation sur la figure 5.2 [35].



figure 5.2 : Remblais routiers pour le séisme d'Alaska

5.3. Séisme de Superstition Hills, pour le site Wildlife Refuge, en Californie (1987) :

Le séisme de Superstition Hills du 24 novembre 1987 a créé des volcans de sable et plusieurs ouvertures de fissures dans le sol sur le site de Wildlife Refuge qui est situé dans l'une des zones sismiques les plus actifs de la Californie (Figure 5.3). Suite à la génération de fortes surpressions interstitielles, le sable liquéfié remonte en surface en créant des cratères ce qui est un phénomène typique de la liquéfaction des couches superficielles [35].



figure 5.3: Volcan dessable sur le site de Wildlife.

5.4. Séisme de Loma Prieta, pour le site Moss Landing, en Californie (1989) :

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (figure 5.4.1). Ce séisme a aussi engendré des volcans de sable comme montrées sur la figure 5.4.2 [35].



figure 5.4.1: Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (d'après Khaled (2012)).



figure 5.4.2 : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (d'après Kayen et al. (2000)).

5.5. Séisme de Hyogoken_Nambu pour le site Port d'Island, Kobe, au Japon (1995) :

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



figure 5.5.1 : Lors du séisme de Kobé(1995), un mur de quai le long du canal a subi un 30 renversement, suite à la liquéfaction du matériau du remblai (sable lâche à moyennement dense) qui a augmenté les pressions des terres sur le parement du mur.

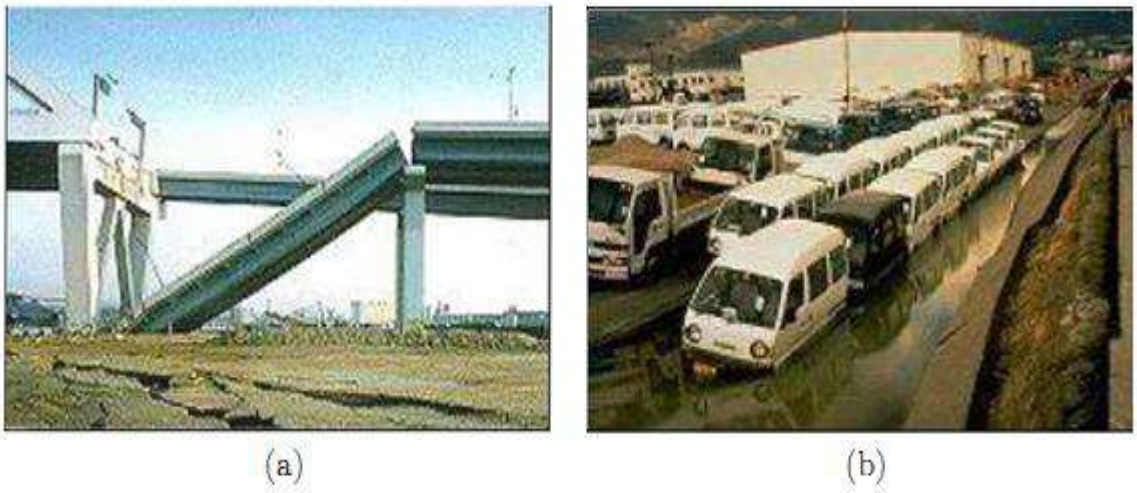


figure 5.5.2: a) Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Khaled (2012)) ; b) Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral [35].

5.6. Séisme de Chi-Chi, au Taiwan (1999) :

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de 0,5 m à 5 m de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter et qui a causé déférents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images [35] :

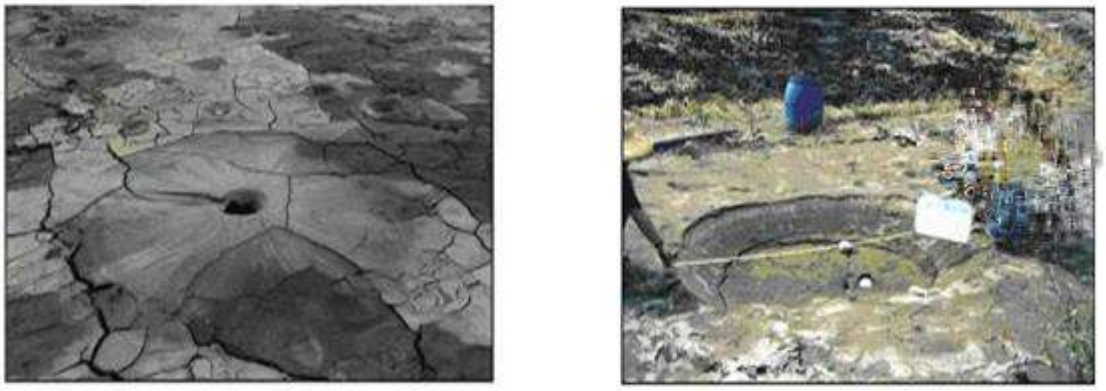


figure 5.6.1: Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan.



figure 5.6.2: Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan



figure 5.6.3: Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place



figure 5.6.4: Fissures considérables dans le sol à Nantou

5.7. Séisme d'Adapazari, en Turquie (1999) :

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, et qui a causé déférents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images [35] :



(a) (b)

figure 5.7: Effet de la liquéfaction séisme Turquie (1999) : a) Poinçonnement de la fondation ; b) renversement d'une structure.

5.8. Boumerdes, Algérie (2003) :

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

la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région.

La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage. Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser [35].



figure 5.8.1: a) Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser ; b) fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser. (d'après le EERI, 2003, cité par Khaled (2012)).



figure 5.8.2 :liquéfaction du sol aux abords de l'oued Isser

5.9. Christchurch, Nouvelle Zélande (2011) :

Le séisme de Christchurch (22 Février 2011) était d'une magnitude de 6.3, et a frappé la région de Canterbury en Nouvelle Zélande. Le séisme était localisé à deux kilomètres à l'ouest de la ville de Lyttelton, et 10 km au sud-est du centre de Christchurch. Six mois après s'est produit le tremblement de terre de Canterbury de magnitude 7.1 (4 Septembre

2010), qui a causé des dommages importants à Christchurch et dans la région centrale de Canterbury.

Le séisme a provoqué des dommages étendus dans Christchurch, en particulier dans le centre-ville et les faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés pour les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre du 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative a affecté la banlieue Est [35].



figure 5.9.1: Volcans de sable dus à la liquéfaction, après le tremblement de terre de Christchurch, Nouvelle Zélande (2011)



figure 5.9.2: Rupture superficielle et liquéfaction après le tremblement de terre de Christchurch, Nouvelle Zélande (2011).

5.10. Séisme de Tohoku, au Japon (2011) :

Le séisme de 2011 sur la côte Pacifique du Japon à Tohoku était de magnitude 9.0. Il s'est produit au large des côtes nord-est de l'île de Honshu le 11 mars 2011.

Son épicentre se situe à 130 km à l'est de Sendai, chef-lieu de la préfecture de Miyagi, dans la région du Tohoku, ville située à environ 300 km au nord-est de Tokyo. Il a engendré un tsunami dont les vagues ont atteint une hauteur estimée à plus de 30 m par endroits. Les effets de liquéfaction ont été observés à travers des dommages des fondations, des bâtiments, et sur des volcans de sables, ... [35].



figure 5.10.1: Poinçonnement de la fondation sous l'effet de la liquéfaction séisme Tohoku 2011



figure 5.10.2: Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral sous l'effet de la liquéfaction du séisme de Tohoku 2011.

5.11. Séisme d'Emilie Romagne, en Italie (2012) :

Les séismes de 2012 en Émilie-Romagne sont une série de tremblements de terre de magnitude allant jusqu'à 6 qui ont eu lieu principalement le 20 mai 2012 et au 29 mai 2012 dans la région de Modène en Italie. Ils correspondent aux mouvements du système de

failles est-ouest de la partie nord de la chaînes des Apennins. Cela est dû à des mouvements de convergence liés au déplacement des Apennins vers le nord-est et à l'enfoncement vers le sud de la plaque de la plaine du Pô. Le phénomène de liquéfaction a également été observé pour ce séisme [35].



figure 5.11 : Phénomène de liquéfaction dans un champ de maïs en Emilie-Romagne (d'après Université de Modène et Reggio Emilia).

6. Etude du comportement des sables sous chargement monotone et cyclique :

6.1. Comportement des sables sous chargement monotone :

A. Essai drainé :

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ en compression monotone drainé, l'échantillon de sable verra initialement son volume diminuer lorsque la valeur du déviateur (Q=$\sigma_1 - \sigma_3$) augmente, c'est la phase de contractance, cette dernière est le résultat de l'enchevêtrement des grains de sable, pour un sable lâche la vitesse de déformation volumique tend lentement vers zéro.par contre pour un sable dense la vitesse de déformation volumique s'annule rapidement et change

de signe ,alors le matériau devient dilatant. Cette phase de dilatance est due essentiellement au désenchevêtrèrent des grains de sable.

La phase de contractance et la phase de dilatance dépendent principalement de la densité de sable et de la pression de confinement (σ'_3) .les figures (6.1.A.1) et (6.1.A.2) ,établies par Lee en 1965 ,mettent bien en évidence l'influence de la densité du sable et de la pression de confinement sur les variations du volume, en effet si nous observons sur l'une des deux figures, nous remarquons que la phase de dilatance diminue et devient inexistante avec l'accroissement de la contrainte de confinement, et si nous comparons les deux figures, nous constatons pour un accroissement de la densité relative du sable ,que les courbes de même pression de confinement subissent une diminution de la phase de contractance et au contraire une augmentation de la phase de dilatance [39].

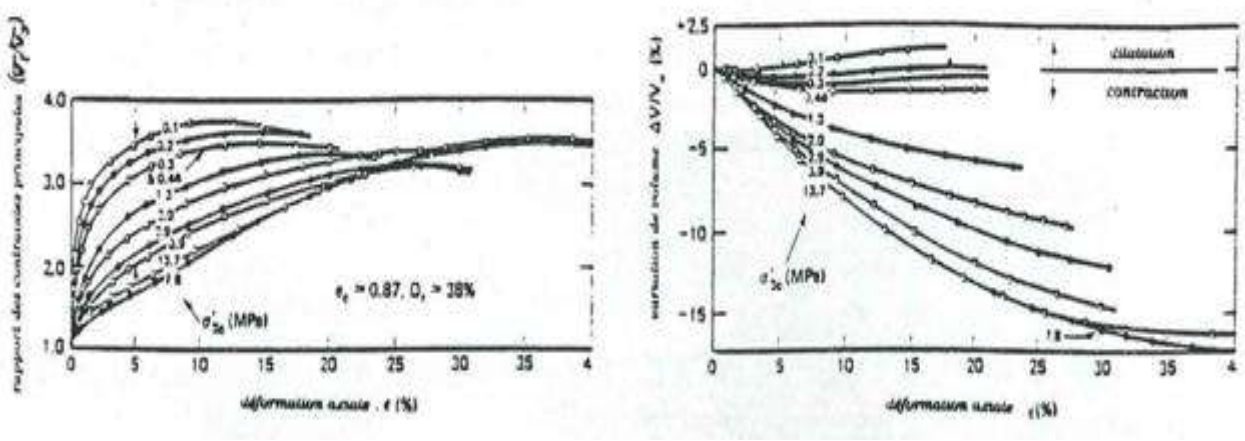


figure 6.1.A.1 : essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee)

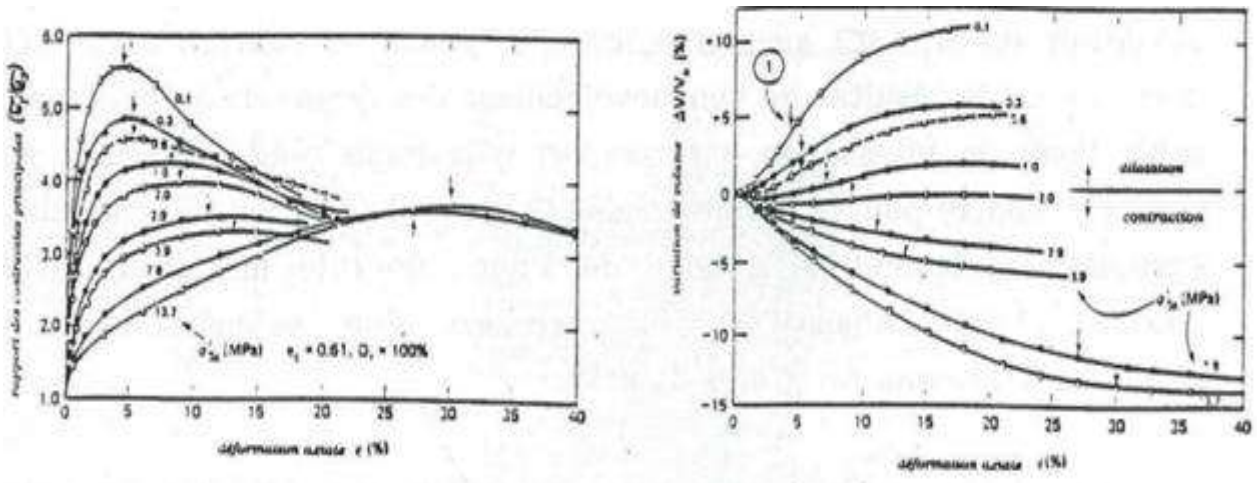


figure 6.1.A.2 : essais triaxiaux monotones drainés sur sable de Sacramento (d'après Lee)

B.Essai non drainé :

lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé,le volume de celui-ci reste constant,par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai,de ce fait la phase de contractance et celle de la dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle,la phase de contractance va se manifester par une augmentation de la pression interstitielle induite par une tandance à la densification du volume solide quant à la phase de dilatance,elle va se manifester par une diminution de la pression interstitielle engendrée par une tandance à l'augmentation du volume solide.

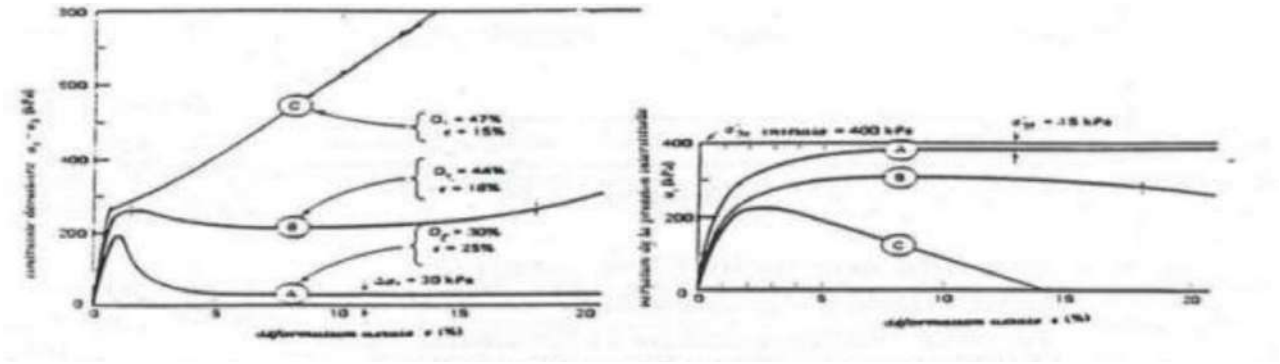


figure 6.1.B.1 : essais triaxiaux monotones non drainés sur sable (d'après Casagrande)

Au debut du chargement,nous constatons sur la figure(6.1.B.1), établie par casagrande en 1975,une augmentation de la pression interstitielle pour les 3 essais non drainés (A),(B)et(C), puis une annulation de la vitesse de variation de pression interstitielle pour les sables lâches (A),tandis que pour les sables plus denses(B) et (C) ,nous observons après annulation de la vitesse de variation de la pression interstitielle,une decroissance de celle ci ,pour l'essai(A), l'échantillon va présenter une chute de résistance au cissaillement , c'est la liquéfaction,par contre pour les essais (B)et(C),la décroissance de la pression interstitielle se manifeste par une reprise de résistance au cisaillement de l'échantillon.

Le niveau de contrainte déviatoire pour lequel s'inversent le signe des vitesses de variation de la pression interstitielle lors d'un essai non drainé,correspond au même niveau de contrainte déviatoire pour lequel la vitesse de variation de la déformation volumique change de signe lors d'un essai drainé(voir figure 6.1.B.2),ce niveau de contrainte a été défini par Luong et Habib (1978),comme étant l'état caractéristique du matériau.

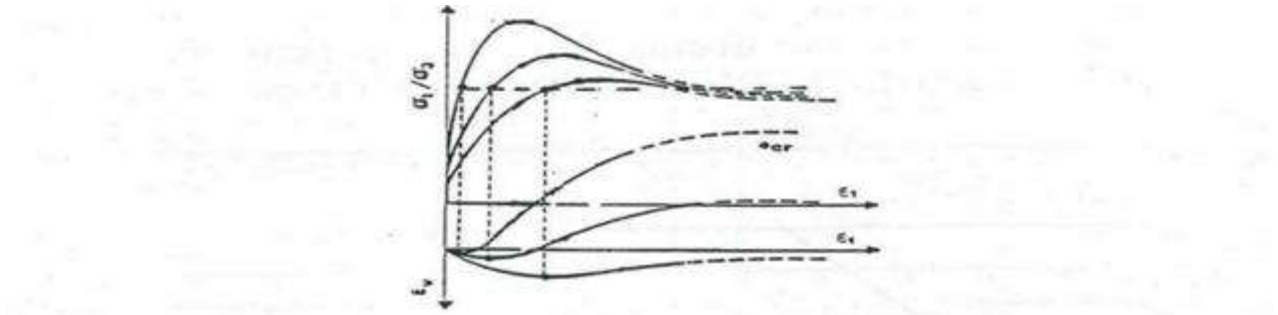


figure 6.1.B.2 : variation de volume sous chargement monotone

A ce niveau de contrainte est associé :

- Une vitesse de variation de volume nulle $\dot{\varepsilon}\dot{\varepsilon}_V = 0$
- Le seuil entre l'enchevêtrement et désenchevêtrement des grains de sable.
- Des déformations faibles.
- Un angle de frottement caractéristique.

Cet état caractéristique est indépendant de l'indice des vides initial ;en effet si nous revenons aux figures (6.1.A.1) et (6.1.A.2) nous remarquons que toutes les courbes tendent vers un même palier qui est peu différent de $\sigma'_1/\sigma'_3 = 3$.

Dans le plan (P-Q), le domaine de contractance est limité par deux droites caractéristique Lc (une droite pour Q >0 et une autre pour Q <0).Le domaine de dilatance est limité par les droites caractéristiques Lc et les droites de ruptures Lr (voir figure(6.1.B.3),étable par Luong) pour un sable lâche les deux droites son confondues, étant donné dans le plan (Q,ε_1).lors des essais à chargement monotone drainé sur les sables lâches ,les contraintes déviatoires au palier sont confondues avec les contraintes déviatoires au pic[39].

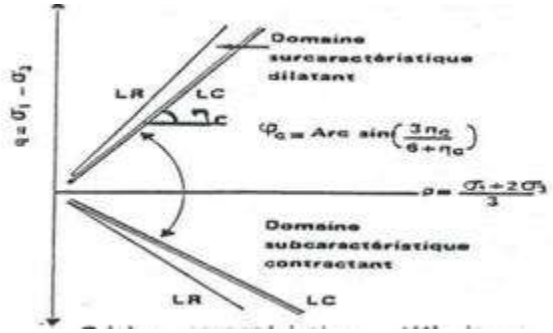


figure 6.1.B.3 : critère caractéristique délimitant le domaine contractant d'un matériau granulaire (Luong)

6.2. Comportement des sables sous chargement cyclique :

A-essai drainé :

Lors d'un essai triaxial cyclique où la contrainte déviatoire ($Q = \sigma_1 - \sigma_3$) oscille autour d'une valeur moyenne fixe, nous distinguons deux types de comportement, soit :

-accommodation : nous obtenons ce type de comportement pour des contraintes déviatoires située dans le domaine subcaractéristique .le comportement est caractérisé par une densification progressive du matériau conduisant à une stabilisation de la déformation au bout d'un nombre élevé de cycle (voir figure 6.2.A.1 établie par Luong)

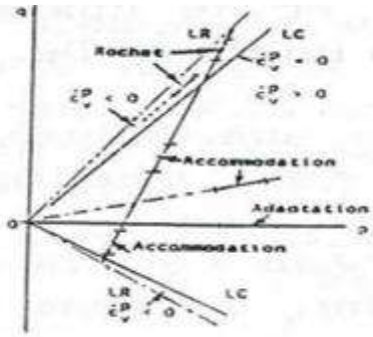


figure 6.2.A.1 : comportement cycliques drainés des sables (Luong)

le rochet : ce comportement est obtenu pour des contraintes déviatoires situées dans le domaine surcaractéristique. Dans ce cas le comportement se caractérise par une dilatance progressive qui mène à la rupture du matériau (voir figure 6.2.A.1).

Si les essais se font avec une contrainte déviatoire qui est alternativement positive et négative, les déformations irréversibles deviennent très vite importantes dès que les lignes caractéristiques sont franchies (voir figure 6.2.A.2, établie par Luong) [39].

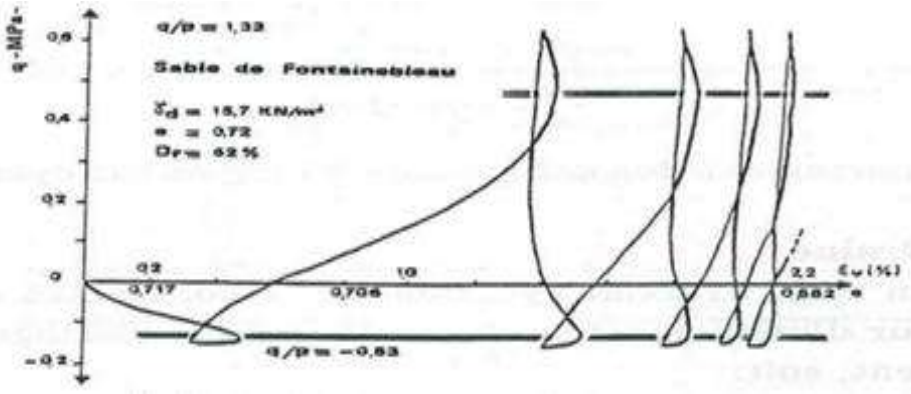


figure 6.2.A.2 : variation de volume sous chargement cyclique (Luong)

B-essai non drainé :

De la même façon que pour les essais à chargement monotone, les effets de contractance et dilatance vont se manifester par les variations de la pression interstitielle.

Dans le domaine subcaractéristique et pour des cycles de contrainte déviatoire de faible amplitude (la contrainte déviatoire(Q) ne dépasse pas la droite Lc),nous avons une augmentation de la pression interstitielle à chaque cycle. Ceci va engendrer après chaque cycle une diminution de la contrainte moyenne effective $P' = P - U$.En conséquence le chemin des contraintes déviatoires (Q) en fonction des contraintes moyennes effectives (P') dans le plan (P', Q), va se déplacer vers l'origine puis se stabiliser sur la ligne caractéristique. En effet lorsque le chemin de contrainte rencontre la ligne Lc et pénètre dans le domaine surcaractéristique, la dilatance de la phase solide fait diminuer la pression interstitielle, et par conséquence, fait augmenter la contrainte moyenne effective (P') pour atteindre une nouvelle fois la ligne Lc. il se développe ainsi un équilibre sur la ligne Lc, le comportement est appelé mobilité cyclique(voir figure 6.2.B.1, établie par Luong).

Dans le domaine surcaractéristique, nous avons après chaque cycle une diminution de la pression interstitielle qui conduit à un accroissement de la contrainte moyenne effective (P'). De ce fait le chemin de la contrainte déviatoire en fonction de (P') va se déplacer vers les (P') croissant et vient se stabiliser sur la ligne Lc, le comportement est appelé stabilisation (voir figure 6.2.B.1).

Lorsque nous effectuons des cycles alternés de part et d'autre de la droite des Q =0 (compression-extension), le comportement est analogue à celui de la mobilité cyclique à la différence prés que dans ce cas le chemin des contraintes déviatoires en fonction de (P') va rencontrer la droite Lc au voisinage de l'origine (Q =0 et P'=0) .

Pour un sable lâche et vu que les deux droites Lc et Lr sont confondues il y a ruine instantanée de l'échantillon dès que la droite caractéristique (Lc) est franchie. A ce moment là, l'échantillon ne conserve aucune résistance au cisaillement (Q =0), c'est la liquéfaction pour laquelle l'échantillon est le siège des grandes déformations.

Pour un sable dense, le matériau est peu contractant, donc les augmentations de pression interstitielle après chaque cycle sont faibles et par conséquent il faut un grand nombre de cycles pour se rapprocher de l'origine et de la droite Lc . Comme les droites Lc et Lr ne sont pas confondues, une fois la première droite (Lc) franchie les déformations

seront réduites par la dilatance du matériau. Ce ci induira des déformations limitées et l'échantillon Conservera toujours une certaine résistance au cisaillement ; ce n'est qu'après répétition d'un grand nombre de cycles que nous aboutirons aux grandes déformations de l'échantillon, donc pour une même contrainte déviatoire la résistance à la liquéfaction dépend de l'indice des vides initial de l'échantillon [39].

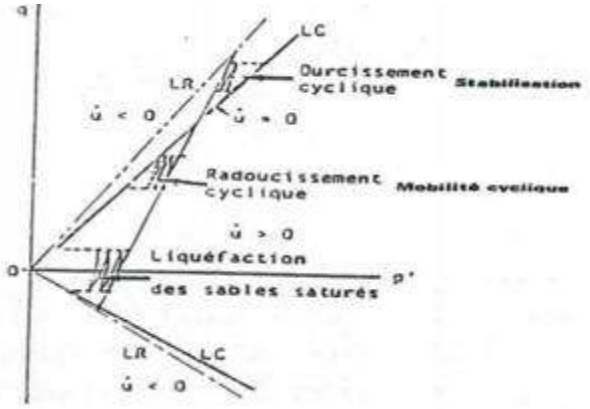


figure 6.2.B.1 : comportement cycliques non drainés des sables (Luong)

7. Conclusion :

On peut dire que le phénomène de liquéfaction du sol est la perte inattendue de la résistance. Cela est dû à la pression interstitielle élevée avec une faiblement résistance du sol. Sous l'influence d'une charge monotone ou cyclique.

Comme nous l'avons vu dans ce chapitre, un certain nombre de facteurs qui influent sur la formation de phénomène la liquéfaction,Y compris le type de sol et le niveau de la nappe phréatique et de l'état de drainage de l'eau (drainé ou non drainé).

Le phénomène de liquéfaction causée dans plusieurs problèmes dans le sol. peut le phénomène conduire à l'instabilité des ouvrages, des glissements de terrain, effondrement, constitué les volcans sable, ou/et l'apparition de fissuration sur la surface du sol...etc.

Nous avons remarqué que le phénomène de la liquéfaction a conduit à plusieurs catastrophes à travers l'histoire, le début d'un séisme (Nigata1964), séisme (alaska 1964), (kobé1995) et (boumerdes 2003)....etc.

CHAPITRE II.L'EVALUATION DU POTENTIEL DE LA LIQUEFACTION DES SOLS

1.Introduction :

Différentes approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été proposées. Ces différentes approches intègrent un nombre plus ou moins grand des caractéristiques vues à lasection. I.3. Chacune d'elles a ses avantages et ses limites.

Il est possible d'avoir une idée de la susceptibilité du sol en examinant sa géologie, son contexte et son histoire. À cet égard, une zone où le risque séismique est fort, où les dépôts sont jeunes, où les particules sont de forme sphérique et de la taille des silts sableux et où la nappe phréatique est près de la surface, sera considérée comme critique. Ce type d'analyse préliminaire doit être suivi d'autres études plus rigoureuses afin de bien caractériser la susceptibilité du sol [1].

pour évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol telles que des méthodes basées sur des essais in situ ou des essais en laboratoire[3].

Selon Youd et al. (2001), quatre types d'essais in situ peuvent être recommandés pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols. Les essais retenus sont les suivants : l'essai de pénétration standard (SPT), l'essai de pénétration au cône (CPT), l'évaluation de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement (Vs) et, pour les sols graveleux, essai de dilatomètre (DMT).

Les expériences de laboratoire est de : les essais cycliques en cellule triaxiale, les essais cycliques en cisaillement direct, les essais à la centrifugeuse et les essais sur table sismique[1].

2.Evaluation du potentiel de liquéfaction :

L'évaluation du potentiel de liquéfaction cyclique est un souci important pour un grand nombre de géotechniciens et d'ingénieurs particulièrement ceux concernés par les travaux en milieux urbains et maritimes En effet, les plateformes terrestres et les remblais sont réalisées avec des sols pulvérulents[4].

La prédiction du potentiel de liquéfaction d'un site se base actuellement sur une version modifiée de l'approche empirique originale de Seed et al. (1985) dans laquelle la résistance cyclique est évaluée directement à partir de corrélations empiriques établies avec l'essai SPT et la performance vis-à-vis la liquéfaction.

La méthode a été réévaluée et remise à jour lors des Workshops du NCEER (1996 et 1998) [2].

L’analyse comprend les étapes suivantes, d’après NCEER 96-98 :

1. détermination de l’accélération a_{max} et de la magnitude de moment Mw du séisme de projet .

2. détermination du profil du taux de contraintes cycliques, CSR, fonction de la profondeur en utilisant la formulation analytique .

3. évaluation des paramètres critiques de la résistance des couches à partir des résultats de SPT, CPT, Vs, DMT.

4. estimation du contenu de fines à partir d’essais de laboratoire ou de corrélations sur chantier .

5. détermination de la résistance CRR à partir des diagrammes ou des formules simplifiéesen 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) vis-à-vis de la liquéfaction pour le séisme pris en considération. les valeurs du coefficient de sécurité requises dans une étude de liquéfaction varient de 1.3 à 1.5[5].

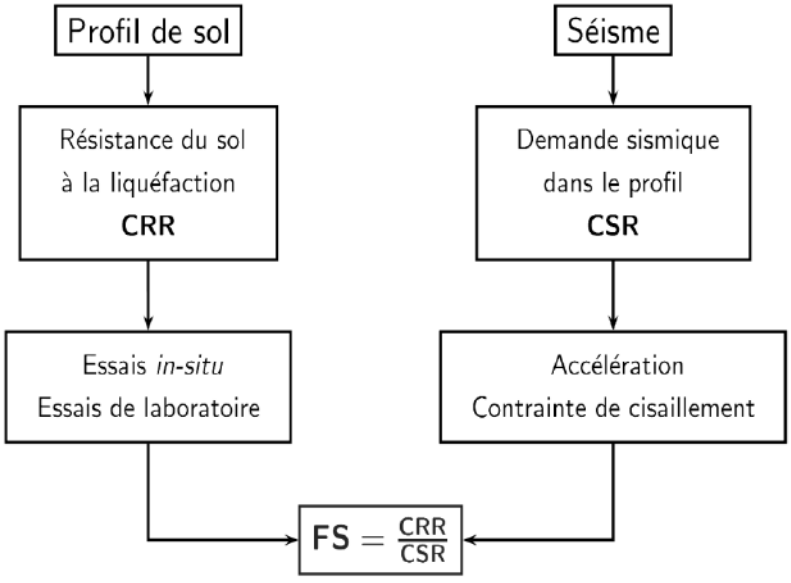


Figure 2.1: Méthodologie d'évaluation du potentiel de Liquéfaction[6].

3. Evaluation Contrainte de cisaillement cyclique (CSR) :

3.1.Contrainte de cisaillement cyclique (CSR) :

Cette approche repose sur une comparaison entre la contrainte de cisaillement induite par un tremblement de terre et la résistance que le sol peut offrir. La contrainte de cisaillement cyclique appliquée au sol, ou le « Cyclic Stress Ratio (CSR)»[1].

La force du tremblement de terre horizontal agissant «F» sur la colonne de sol a une unité de largeur et de la longueur à savoir :

$$F = ma = \left({}^{W}/_{g}\right)a = \left({}^{\gamma z}/_{g}\right)a_{max} = \sigma_{v}\left({}^{a_{max}}/_{g}\right) \quad (1)$$

Où,

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

m=la masse totale de la colonne (K_g).

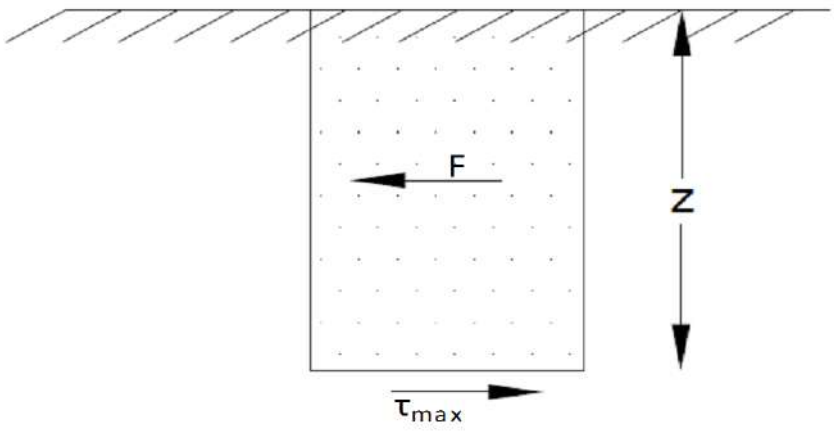
γ =le poids volumique total de la colonne du sol en (kN /m^3).

z=la profondeur de la colonne du sol.

a=L'accélération, qui dans ce cas est l'accélération horizontale maximale à lasurface du sol causé par le tremblement de terre (a= a_{max}) en (m/s^2).

σ_v = La contrainte verticale totale égale àγ*z exprimée en (k_{Pa}).

g=l'accélération de la pesanteur (m/s^2) (gravité).



Figue. 3.1: Conditions supposées pour l'évaluation de la CSR[8].

La force F agissant sur l'élément de sol rigide est égale à la force maximale de cisaillement à la base de l'élément de sol. Etant donné que l'élément est supposé avoir une largeur debase de l'unité et la longueur, la force de cisaillement maximale F est égale à la contrainte de cisaillement maximale, comme illustré sur la Figue. 3.1

$$\tau_{max} = F = (^{a_{max}}/_{g})\gamma z \quad (2)$$

Depuis la loi sur la colonne de sol en tant que matériau déformable plutôt que corps rigide lors de la graine de tremblement de terre et Idriss incorporé une profondeur (ou stress) facteur de réduction rd dans le côté droit, alors l'équation devient :

$$\tau_{max} = F = (^{a_{max}}/_{g})\gamma z r_d (3)$$

Pour méthode simplifiée Seed et al , a examiné le sol dans le domaine de subir par la moyenneτ_{cyc}de stress, qui est de 0,65 de τ_{max}. $\tau_{cyc} = 0.65\tau_{max}$ Ensuite, la contrainte de cisaillement moyen est normalisée par la contrainte effective verticale pour obtenir la CSR induite par le tremblement de terre donnée dans l'équation suivant :

$$CSR = {}^{\tau_{max}}/_{\sigma'_v} = 0.65\left(a_{max}/_{g}\right)(^{\sigma_v}/_{\sigma'_v})r_d \quad (4)$$

Où,

σ_v = La contrainte verticale totale ($\sigma_v = \gamma * z$)

σ'_v= La contrainte effective verticale totale (σ_v-u)

u= pression interstitielle de l'eau.

τ_{cyc} =est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique (k_{Pa}).

3.2.Facteur de correction pour la magnitude du séisme MSF :

Les expressions qui permettent d'évaluer la résistance du sol à la liquéfaction (CRR) sont généralement formulées pour une secousse sismique de magnitude 7,5 ($CRR_{7.5}$). Pour calculer le CRR pour une magnitude autre que 7,5, un facteur de correction doit être appliqué. À cette fin,

Seed et Idriss (1982) ont introduit le facteur de correction pour la magnitude du séisme MSF(« Magnitude Scaling Factor »), mais ce facteur est sujet à beaucoup d'incertitude [1].

- l'équation suivant proposée par Idriss en 1996 pour un usage courant, est la plus communément trouvée dans la littérature:[7].

$$MSF = {}^{10^{2.24}}\!/_{M^{2.56}} \quad (5)$$

M :magnitude du moment

- Workshops du NCEER 1996 (Youd et al., 1997) a recommandé une série de facteurs qui peuvent être représentés par :[8].

$$MSF = ({}^{M_w}\!/_{7.5})^{n} \quad (6)$$

Où : M_w = moment magnitude

n= -2.56

n= -3.3 pour les tremblements de terre de magnitude$M_w \leq 7.5$

- Idriss (1999) a présenté relation MSF comme ci-dessous:[9].

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058 \quad (7)$$

$$MSF \leq 1.8$$

Où : M= moment magnitude

Le tableau 3.2., provenant de Youd et al. (2001), montre que plusieurs valeurs de MSF ont été proposées par différents auteurs[1].

Magnitude M	Seed et Idriss (1982)	Idriss	Ambruseys (1988)	Arango(1996)		Andrus et stokoe (1997)	Youd et noble (1997)		
				Distance base	Energie base		$P_L < 20\%$	$P_L < 32\%$	$P_L < 50\%$
5.50	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6.00	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.50	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.60	1.34	1.66	1.99
7.00	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	---	---	1.00
8.00	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	1.80	---	---	0.73
8.50	0.89	0.72	0.44	---	---	0.65	---	---	0.56

Le tableau 3.2: Valeurs de MSF proposées par différents chercheurs

(tiré de Youd et al., 2001).

On normalise le rapport CSR selon l'équation :

$$CSR_{M7.5} = \frac{CSR}{MSF} \quad (8)$$

3.3.Le coefficient de réduction des contraintes (r_d) :

Seed et Idriss (1971) ont proposé la figure 3.3, qui met en relation le coefficient de réduction des contraintes (r_d) avec la profondeur de l'échantillon. L'écart entre les valeurs possibles de rd peut être très marqué, surtout en profondeur. Cet écart est attribuable aux caractéristiques de base du sol[1].

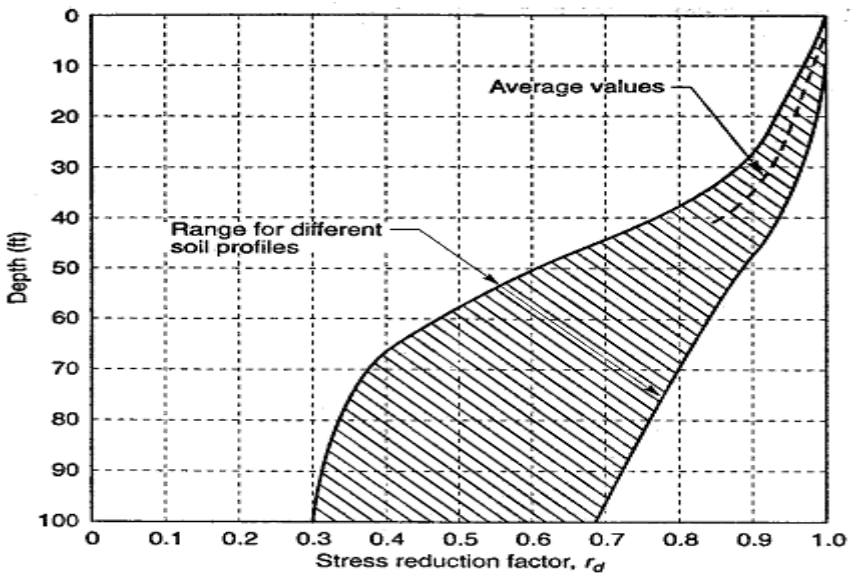


figure 3.3 :Facteur de réduction des contraintes (r_d) en fonction de la profondeur

(tirée de Seed et Idriss, 1971).

Pour les structures à faible risque et pour des profondeurs inférieures ou égales à 15 mètres, les équations suivants peuvent être utilisées pour la détermination de r_d[7] :

$$r_d = 1 - 0.00765 \times z \quad pour\ z \leq 9.15m \quad (9.1)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad pour\ 9.15m \leq z \leq 23m \quad (9.2)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad pour\ 23m \leq z \leq 30m (9.3)$$

$$r_d = 0.5 \quad pour\ z > 30m (9.4)$$

Il est aussi possible d'utiliser l'équation proposée par Blake (proposée en 1996, mais non publiée, tirée de Youd et al. 2001), qui est basée sur la profondeur z (m)[1] :

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113\sqrt{z} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177\sqrt{z} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2)} \quad (10)$$

Idriss et Boulanger (2006),Un nouveau paramètre rd qui pourrait être exprimé de

manière adéquate en fonction de la profondeur et séisme de magnitude (M) a été introduit et peut être expliquer des relations suivantes[1] :

$$\ln r_d = \alpha(z) + \beta(z)M \quad (11)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left({}^{z}/_{11.73} + 5.142\right) \quad (11.a)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left({}^{z}/_{11.28} + 5.142\right) \quad (11.b)$$

Où :

z= est la profondeur en mètres(m)

M = est magnitude de moment

Ces équations ont été estimées pour la profondeur z ≤ 34 m mais pour la profondeur z>34m; l'expression suivante peut être utilisée:

$$r_d = 0.12 \exp(0.22M) \quad (12)$$

Où :

M = est magnitude de moment

4.Evaluation du rapport de résistance cycliques (CRR) :

Evaluation de la résistance de liquéfaction (CRR) de moins de cohésion du sol est une question principale dans l'estimation du potentiel de liquéfaction.

Étant donné que les corrélations empiriques de liquéfaction sont basées sur les conditions du sol au niveau des pressions et des morts-terrains efficaces dans la gamme de 100 k_{Pa}Seed (1983), proposé quelques facteurs de correction à appliquer à CRR dans l'expression suivante[9][11] :

$$CRR = CRR_{\sigma=1,\alpha=0} K_\sigma K_\alpha \quad (13)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{\tau_s}{\sigma'_{v0}} \quad (14)$$

α : est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal

τ_s: est la contrainte de cisaillement statique horizontal

σ'_{v0}: la contrainte effective

K_σ = Est le facteur de correction de morts-terrains

K_α = est la contrainte de cisaillement facteur de correction statique.

Olson et Hybes dérivé du facteur de correction K_σ être [29] :

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{f-1} \quad (15)$$

Où :

K_σ: facteur de correction de contrainte verticale effective

P_a : est la pression atmosphérique (Pa = 100 Kpa)

f = dépend de la densité relative (Dr).

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

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

Les courbes K_σ recommandées sont exprimés en (Idriss,2004)[10] :

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln\left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right) \leq 1 \quad (16)$$

Avec,

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_r} \quad (17.1)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60}}} \quad (17.2)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{37.3 - 8.27 (q_{c1N})^{0.264}} \quad (17.3)$$

Où :

C_σ= facteur de correction (C_σ<0.3)

D_r=la densité relative (Idriss et al. (2003))

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} (18)$$

$(N_1)_{60}$ = la valeur corrigée de SPT-N

q_{c1N}= La résistance de pointe corrigée de CPT

4.1Evaluation du CRR par l'essai SPT :

L'essai de pénétration standard est l'essai le plus utilisé en Amérique du Nord et consiste à déterminer le nombre de coup N nécessaire à l'enfoncement d'un carottier d'une profondeur de 30 cm, tout en prélevant des échantillons remaniés indicatifs des différentes couches traversées. Cette méthode fait intervenir l'indice de pénétration standard normalisé $N_{1\text{-}60cs}$ où la notation indicielle associée à la valeur de N a la signification suivante.

1 indique une valeur normalisée pour une charge d'une atmosphère (100 k_{Pa}),

60 indique une valeur normalisée pour une efficacité de 60% de l'énergie totale fournie par le mouton,

cs indique une valeur normalisée pour un sable propre (clean sand), soit sans

particules fines.

Ces conditions ne sont quasiment jamais rencontrées dans la réalité et il faut donc appliquer des facteurs de corrections appropriés. Dans le cas d'un sable propre, l'indice de pénétration standard $N_{1\text{-}60}$ peut être déterminé comme suit (Youd et al., 2001)[3].

$$N_{1-60} = NC_N C_E C_B C_R C_S \quad (19)$$

Où

N : nombre de coup réellement nécessaires mesurés à l'enfoncement,

C_N : facteur de correction pour la contrainte de confinement effective

(selon la profondeur),

C_E : facteur de correction pour l'énergie transmise par le mouton,

C_B : facteur de correction pour le diamètre du trou de forage,

C_R : facteur de correction pour la longueur des tiges (profondeur du trous),

C_S : facteur de correction par rapport à la méthode d'échantillonnage.

Le facteur CN doit être calculé selon Liao et Whitman (1986) par la formule suivante[13] :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5} \quad (20)$$

où

P_a : la pression atmosphérique (Pa = 1atm = 100 K_{Pa})

σ'_{v0} :la contrainte effective

- Boulanger et Idriss (2004) :

$$C_N = (P_a/\sigma'_v)^{\alpha} \leq 1.7 \quad (21)$$

Avec : $\alpha=0.784-0.521D_r$

Où : D_r: la densité relative

Facteur	Equipement variable	Terme	La correction
Contenue de l'énergie	-Mouton de battage torique -Mouton de sureté -Mouton de battage type automatique	C_E	0.60 à 1.17 0.45 à 1.00 0.90 à 1.60
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1.00 1.05 1.15
Longueur de la tige	< 3 m 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 m 10 à 30 m	C_R	0.75 0.85 0.95 1.00 <1.00
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	C_S	1.00 1.20

Tableau 4.1.1: corrections au SPT modifié par (Youd et Idriss, 1997)[14].

Les points ainsi collectés sont placés sur un graphique (voir figure 4.1.1) où Seed fait apparaître trois courbes limites pour des matériaux sableux contenant 5, 15 et 35% de fines (on entend par fines, les matériaux de diamètre inférieur à 76 µm). Les résistances SPT sont des résistances normalisées, c'est à dire corrigées en fonction du type d'appareil employé pour le battage. Notons que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude de référence fixée à 7,5.

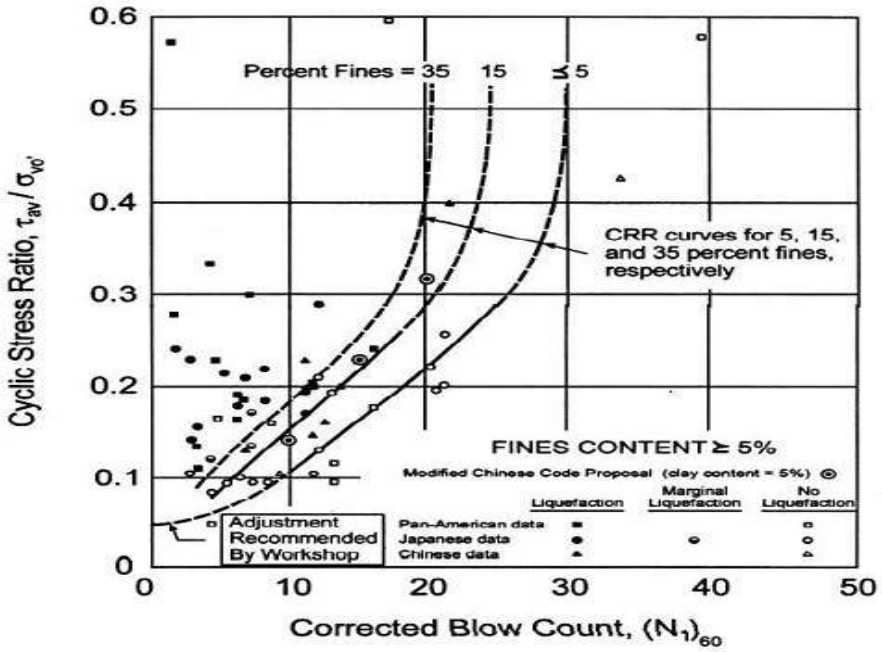


figure 4.1:Courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR à partir de donnée SPT (méthode Seed et al., 1985).

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

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

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (22)$$

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

FC(%)	$\Delta(\boldsymbol{N_1})_{\boldsymbol{60}}$
FC≤5%	0.00
5%≤FC≤35%	0.24*(FC-5)
35%≤FC	7.20

Tableau 4.1.2 : facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$(Seed, 1996).

Plus récemment, Seed et Idriss ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Centre for Earthquake Engineering Research) qui s'es t tenuà Salt Lake City en Janvier 1996. Cette correction à apporter sur le $(N_1)_{60}$ est la suivante :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta\ (N_1)_{60} \quad (23)$$

Dans cette dernière formule, a et b dépendent de la teneur en fines (FC) du matériau :

FC(%)	**α**	**β**
FC≤5%	0.00	1.00
5%≤FC≤35%	exp [1.76-(190/FC²)]	[0.99+($FC^{1.5}$/1000)]
35%≤FC	1.00	1.20

Tableau 4.1.3 :facteurs de correction pour le passage de $(N_1)_{60}$ à $(N_1)_{60cs}$

(Seed et Idriss, 1997)[15].

►Après faire tout les corrections précité, on entame le calcul se CRR par plusieurs formules établies par les chercheurs :

4.1.1.MéthodeTokimatsu et Yoshimi (1983) :

CRR spécifié par Tokimatsu et Yoshimi [8] :

$$CRR = {}^{\tau_1}/_{\sigma'_V} = aC_r\left[\left({}^{16\sqrt{N_\alpha}}/_{100}\right) + \left({}^{16\sqrt{N_\alpha}}/_{C_s}\right)^n\right] \quad (24)$$

Où,

τ_l= contrainte de cisaillement sur un plan horizontal

Cr, a & n= sont des facteurs de correction et peuvent être considérées comme 0.57, 14 et 0.45 respectivement.

N_α= dans EQN. (24) et par la suite N_1, peut être calculé à partir des paires d'équations;

$$N_\alpha = \sqrt{N_1 + \Delta N_f} \quad (25)$$

$$N_1 = C_N N = \frac{1.7}{\sigma'_0 + 0.7} N \quad (26)$$

Où, ΔN_f =est le facteur de correction pour SPT-N

σ'_0 = est contrainte effective verticale

Tokimatsu et Yoshimi supposé ΔN_f =0 pour les sables propres et ΔN_f =5 pour les sables limoneux. Firat et al. a donné la valeur de ΔN_f comme indiqué dans le tableau (4.1.1) :

Fines content FC (%)	ΔN_f
0-5	0
5-1	Interpolâtes
>10	1.0*FC+4

Tableau 4.1: Relation entre la teneur fine et facteur de correction pour la valeur SPT-N

4.1.2.Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984) :

CRR est le cyclique non drainée normalisée résistance au cisaillement in situ du sol, etCSR est le rapport cyclique de la contrainte de cisaillement due au tremblement de terre. Surla base des données de laboratoire, CRR est déterminée comme suit[16] :

$$\begin{cases} CRR = 0.225\log_{10}\dfrac{0.35}{D_{50}} + 0.0882\sqrt{\dfrac{N}{\sigma'_V + 0.7}} & Pour\ 0.04mm \le D_{50} \le 0.6mm \quad (27) \\ CRR = -0.05 + 0.0882\sqrt{\dfrac{N}{\sigma'_V + 0.7}} & Pour\ 0.6mm \le D_{50} \le 1.5mm \quad (28) \end{cases}$$

Où,

N : le nombre de coups de la pénétration standard

σ'_v: la contrainte effective (en kgf/cm)

D_{50} : le diamètre moyen de particules (en mm)

4.1.3Méthode Youd (2001):

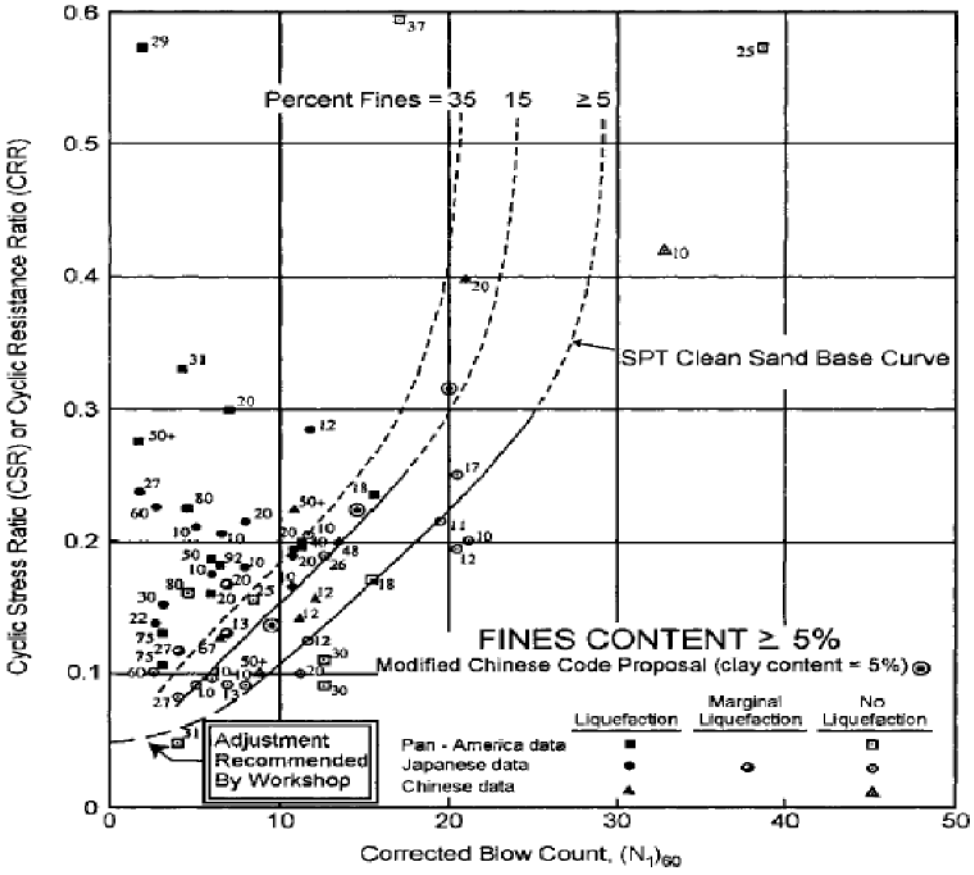
Youd et al. correspond approximativement à la courbe de base simplifiée sur la figure4.1.3.1 en utilisant l'équation suivante[8] :

$$CRR_{7.5} = ((a + cx + ex^2 + gx^3)/(1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4)) \quad (29)$$

équation ci-dessus est valable pour $(N_1)_{60}$>30oùx = $(N_1)_{60}$> 30 et est fixé à 1.20;

a = 0.048; b = -0.1248; c = -0.004721 ;d = 0.009578 ;e = 0.0006136 ;f = -0.0003285

g = -1.673E-05 ;h = 3.714E-06



Figue. 4.1.3:CRR à partir des données SPT ainsi que des données empiriques de liquéfaction (Youd et al., 2001).

4.1.4.Méthode de Youd et Idriss. (2001) :

Selon Youd& Idriss (2001), le CRR est calculé comme suit[17] :

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (30)$$

4.1.5.Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) :

Idriss et Boulanger ajustés l'équation du CRR pour les sables propres comme suit [9] :

$$CRR_{7.5} = exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \frac{(N_1)^2{}_{60cs}}{126} - \frac{(N_1)^3{}_{60cs}}{23.4} + \frac{(N_1)^4{}_{60cs}}{25.4} - 2.8\right) \quad (31)$$

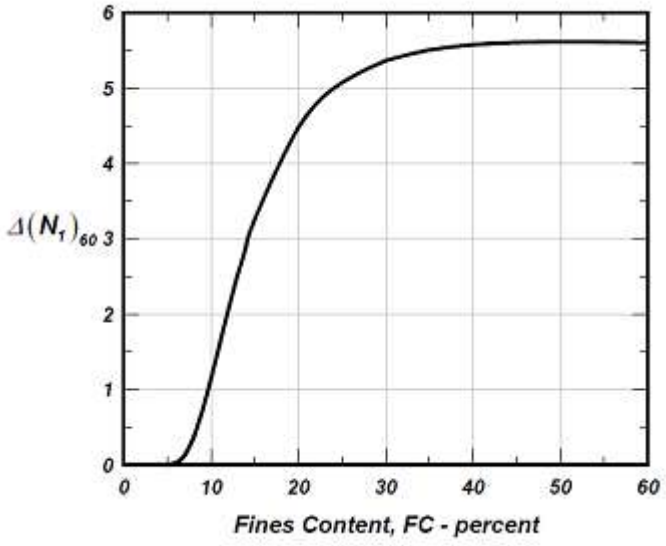
Expressions suivantes décrit la façon dont les paramètres dans l'équation ci-dessus est calculé

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (32)$$

$$\Delta(N_1)_{60} = exp\left(1.63 + {}^{9.7}/_{FC} - \left({}^{15.7}/_{FC}\right)\right) \quad (33)$$

$$(N_1)_{60} = C_N(N)_{60} \quad (34)$$

La variation de $(\Delta N_1)_{60}$avec le FC, calculée en utilisant le EQN. (33) est présenté à la figure (4.1.3) .Utilisation d'équations ci-dessus fournit un moyen pratique pour évaluer le rapport de contrainte cyclique nécessaire pour estimer la liquéfaction des sols de cohésion, moins avec différentes teneurs en particules fines.



Figue. 4.1.5: variation de $(\Delta N_1)_{60}$avec des

amendes decontenu

4.2.EVALUATION DU CRR PAR L'ESSAI CPT :

l'essai de pénétration au cône est de plus en plus utilisé par les géotechniciens. Étant donné qu'il donne des mesures en continu de la résistance du sol, au lieu de les donner par incréments (comme le SPT), le CPT est très avantageux lors de l'évaluation d'un profil très variable selon la profondeur . Par contre, ce test est limité au sol non graveleux. De plus, il doit souvent être accompagné de sondages, puisqu'il ne permet pas le prélèvement d'échantillon.

Les coûts pour l'utilisation sont relativement élevés ce qui, dans certains cas, peut en diminuer l'application.

Cette technique consiste à déterminer la résistance qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Cette résistance peut être divisée en deux, soit la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral (f_s). La résistance en pointe est calculée par la pression soumise sur la base de la tige et le frottement latéral est la friction présente entre le sol et la tige (mesurée le long d'un manchon mobile). Seulement la résistance en pointe est considérée afin de déterminer le CRR.

La valeur de la résistance en pointe obtenue doit être normalisée pour une surcharge de 100 kPa et pour un sable propre, selon des relations présentées dans Youd et al. afin d'obtenir la résistance en pointe normalisée $(q_{c1N})_{cs}$[1].

Seed et Idriss (2001),Pour le CPT, Seed avance également une méthode en quatre étapes : normalisation du signal mesuré (conditions de site), ajustement en fonction de la teneur en fines (par rapport à unsable propre), estimation du $CRR_{7,5}$ et calcul du coefficient de sécurité pour la sollicitation de projet.

Le signal pénétrométrique est tout d'abord normalisé en fonction des conditions de site .

la résistance q_{c1} est donc introduite et calculée selon la formule suivante :

$$q_{c1} = C_q . q_c \quad (35)$$

avecC_q un facteur adimensionnel :

$$C_q = 1.8/\left(0.8 + \left(\sigma'_0/\sigma'_{ref}\right)\right) \quad (36)$$

Dans cette dernière expression, σ'_0est la contrainte effective verticale de surconsolidation exprimée en kPa et σ'_{ref} une contrainte de référence égale à une atmosphère (communément admise à 100 kPa).

Puis, une correction sur qc1 est effectuée en fonction de la teneur en fines. Seed retient une correction de type incrémentale, c'est à dire suivant la formuleEq. (22)appliquée à q_{c1} :

$$q_{c1cs} = q_{c1} + \Delta q_{c1} \quad (37)$$

On se reportera à la figure 4.2.2, pour la valeur de Δq_{c1} en fonction de FC. Cette courbe peut également être traduite de façon analytique :

FC(%)	Δq_{c1}
FC≤5%	0.00
5%≤FC≤35%	0.20*(FC-5)
35%≤FC	60

Tableau 4.2: facteurs de correction pour le passage de q1 à q1cs (Seed, 1996).

La courbe $CRR_{7,5}$de référence varie selon les auteurs. Il s'agit d'ailleurs là du principal point de divergence des différentes méthodes. La figure4.2.1 montre différentes courbes issues des études de Seed (1986), également de Ishihara et Robertson (cités par Seed, 1986):

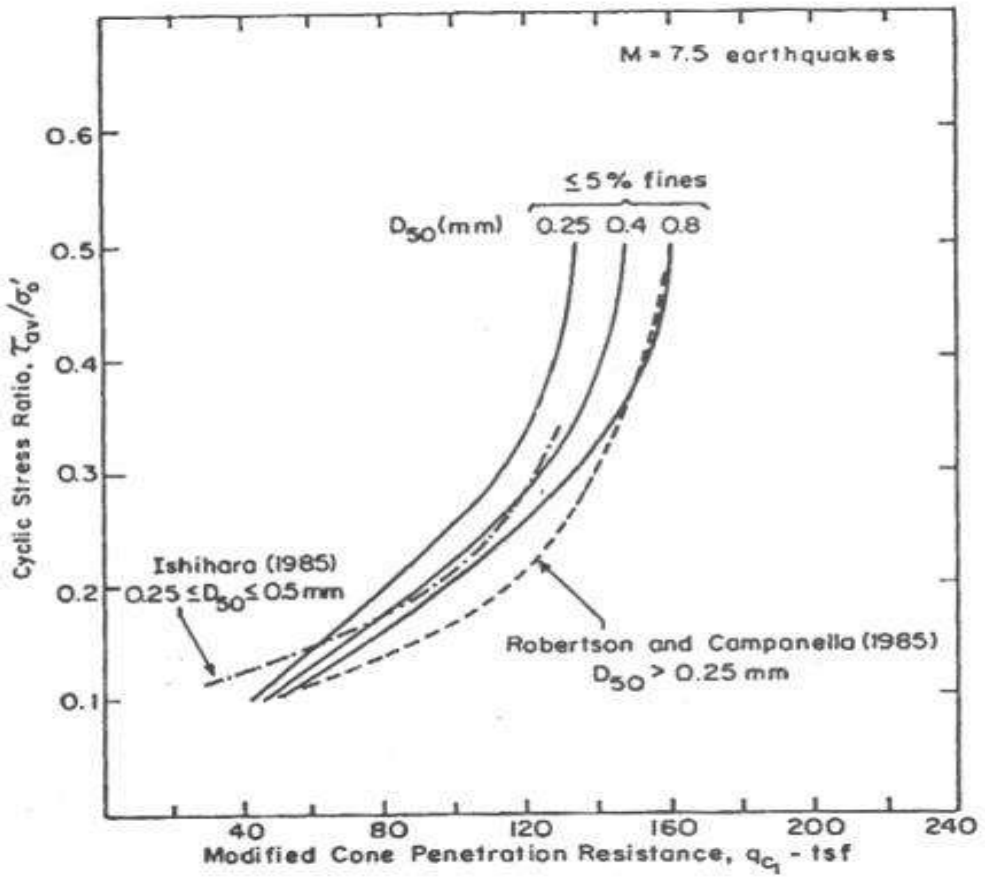


figure4.2.1 : courbes de références pour essai CPT (Seed, 1986)

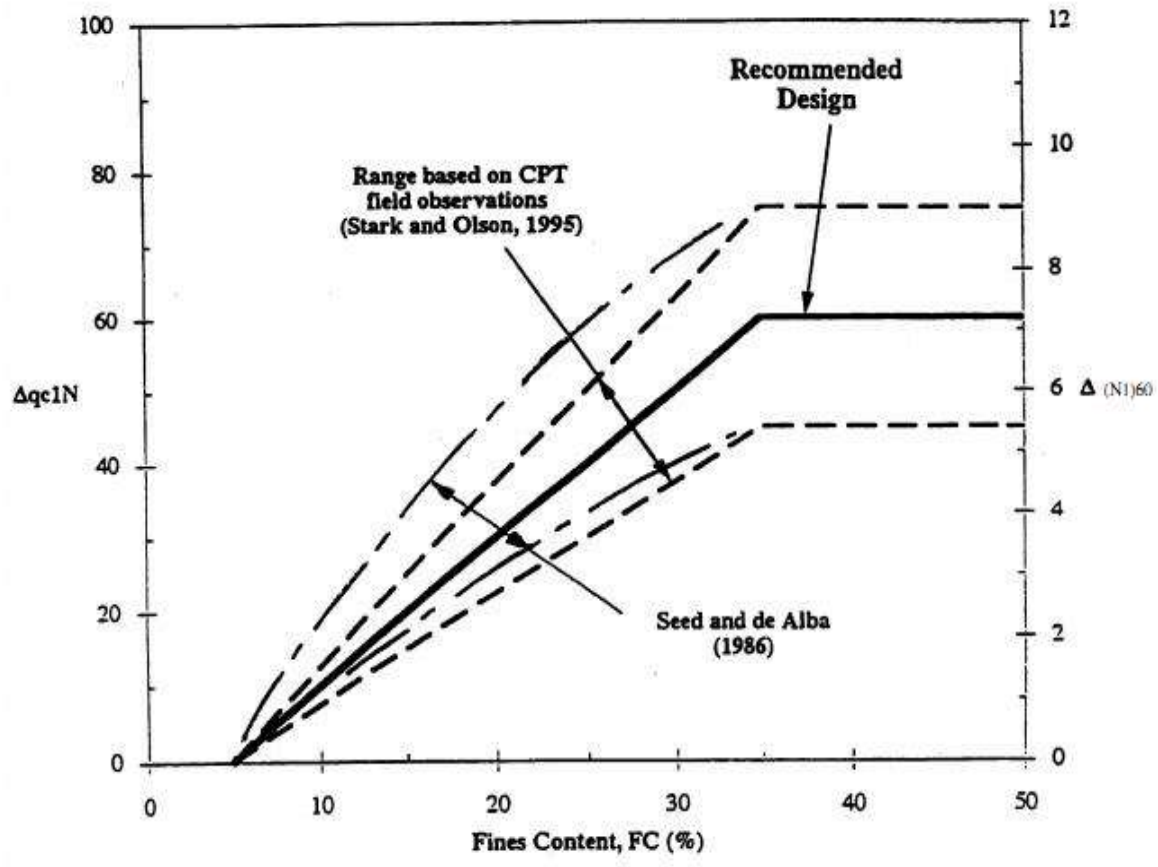


figure 4.2.2 :Corrections sur les résistances en fonction de la teneur en fines (Seed, 1996)[1].

4.2.1.Méthode d'Olsen et al. (1997) :

Olsen et al. [5] proposent d'évaluer le CRR de la façon suivante [20] :

$$CRR = 0.00128\left[\frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}}\right] - 0.25 + 0.17R_F - 0.028R_F^2 + 0.0016R_F^3 \quad (38)$$

où :

- q_c est la résistance de pointe exprimée en atm.,
- σ'_vest la contrainte effective exprimée en atm
- R_F est un rapport en pourcentage de frottement défini par :

$$R_F = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \quad (39)$$

dans laquelle f_s est le coefficient de frottement latéralmesuré durant l'essai CPT.

4.2.2.Méthode de Robertson et Wride (1998) :

Selon cette méthode, 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. L'essai le plus fréquent qui a gagné un usagecommun et auxquels on a recours de plus en plus ces dernières années à cause de son efficacité dans l'évaluation de la résistance à la liquéfaction des sols est l'essai au pénétromètre statique connu sous le nom d'essai CPT.

Pour estimer CRR relatif au sable propre et au sable limoneux à partir de la connaissance de la résistance de pointe de l'essai CPT, cette dernière est corrigée en fonction du rapport de la pression de surcharge. La correction modifiée due à Robertson est donnée par [20][19] :

$$CRR = \begin{cases} 0.833\left(\frac{q_{c1N,cs}}{100}\right) + 0.05 \quad pour\ q_{c1N,cs} < 50 \quad (40) \\ 93\left(\frac{q_{c1N,cs}}{100}\right)^3 + 0.08 \quad pour\ 50 \le q_{c1N,cs} \le 160 \quad (41) \end{cases}$$

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \left[\frac{q_c}{P_{a2}}\right]\left[\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right]^n \quad (42)$$

Où :

- σ'_{v0}=est la contrainte verticale initiale effective,
- Pa2 et Pa =sont des pressions de référence de même unité que σ'_{v0},
- L'exposant n varie de 0,5 pour le sable propre jusqu'à 1 pour l'argile,
- K_C =est un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol[18][21].

$$\begin{cases} K_c = 1 & pour\ I_c \le 1.64 \\ K_c = -0.403I_C^4 + 5.58I_C^3 - 21.63I_C^2 + 33.75I_C - 17.88 & pour\ I_C > 1.64 \end{cases} \quad (43)$$

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (44)$$

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_{v0})}{P_a}\right]\left(\frac{P_a}{\sigma'_v}\right)^n \quad (45)$$

$$F = \left[\frac{f_S}{(Q_C - \sigma_{V0})}\right] \times 100\% \quad (46)$$

4.2.3.Méthode de Juang et al (2003) :

Dans la méthode de Juang , le coefficient RCR est exprimé de la façon suivante [20] :

$$CRR = C_\sigma exp\left[-2.957 + 1.264\left(\frac{q_{c1N,cs}}{10}\right)^{1.25}\right] \quad (47)$$

avec

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N}(2.429I_c^4 - 16.943I_c^3 + 44.551I_c^2 - 51.497I_c + 22.802) \quad (48)$$

$$C_\sigma = -0.016\left(\frac{\sigma'_v}{100}\right)^3 + 0.178\left(\frac{\sigma'_v}{100}\right)^1 - 0.063\left(\frac{\sigma'_v}{100}\right) + 0.903 \quad (49)$$

avec

- I_C :est l'indice de comportement du sol .

$$I_c = [(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (50)$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})}\right] \times 100\% \quad (51)$$

f_s= est le coefficient de frottement latéral

- q_{c1N} : la résistance de pointe modifiée du CPT.

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \quad (52)$$

où :

(q_c) : la résistance de pointe (kPa)

σ_v : la contrainte verticale totale (kPa)

σ'_v : la contrainte verticale effective (kPa)

4.2.4.Méthode Idriss et Boulanger (2006) :

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de CPT [1].

$$CRR_{7.5} = exp\left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114}\right)^4 - 3\right] \qquad (53)$$

4.3.Evaluation du CRR par l'essai de dilatomètre (DMT) :

Les mesures électropneumatiques au dilatomètre plat (DMT) agissent par chargement latéral rapide des trois phases d'un sol : grains, air et eau.

La sonde est constituée d'une lame en acier descendue par fonçage à la profondeur de l'essai, avec un espacement usuel vertical entre deux essais de 20 cm. A la surface d'un côté de la lame affleure une membrane métallique souple de 60 mm de diamètre.

La membrane est maintenue par vis à son pourtour qui est fixe. Arrêtée à la profondeur d'essai, la membrane est déformée horizontalement par mise en pression d'azote dans l'espace lame-membrane, et cette pression mobilise la réaction du sol qui s'oppose à la déformation de la membrane.

Les mesures de pression sont lues en surface sur deux manomètres et enregistrées par un capteur, reliés à la sonde par une tubulure électropneumatique. Un fil électrique inclus dans la tubulure pour l'azote transmet le signal de coupure du circuit lorsque la membrane se décolle en son centre, la membrane faisant fonction d'interrupteur.

Le début de la mise en pression intervient immédiatement après l'arrêt de la sonde. La lecture « A » est enregistrée au décollement du centre de la membrane.Elle indique que la pression d'azote compense la contrainte extérieure horizontale appliquée par le sol, après refoulement de part et d'autre au fonçage de la lame.

La pression d'azote est augmentée régulièrement jusqu'à provoquer un déplacement du centre de la membrane de 1,1 mm (lecture « B »). A ce moment, le contact électrique est rétabli par une butée. L'opérateur interrompt immédiatement lamise en pression au signal et purge le circuit d'azote.

Une troisième lecture « C » peut être prise avec une purge progressive de la membrane jusqu'à revenir au contact à sa position au décollement. La lecture C corrigée suit la droite hydrostatique

et correspond à la pression interstitielle dans lessables drainés. Par contre elle donne une valeur de pression d'équilibre décalée de la droite hydrostatique dans les sols partiellement drainés.

Auparavant, les lectures A et B ont été réalisées à l'air libre pour mesurer l'inertie propre de la membrane. La membrane agit uniquement en séparateur neutre entre la pression d'azote et la pression du sol.

Les lectures sont simultanément enregistrées, ce qui permet à l'opérateur de visualiser immédiatement l'interprétation, avec un gain de temps et une fiabilité accrue par rapport au même essai retranscrit manuellement.Plusieurs chercheurs ont essayé d'établir une corrélation entre les résultats de l'essai audilatomètre DMT et la résistance à la liquéfaction, mais ces corrélations restent valablesseulement pour le sable[23].

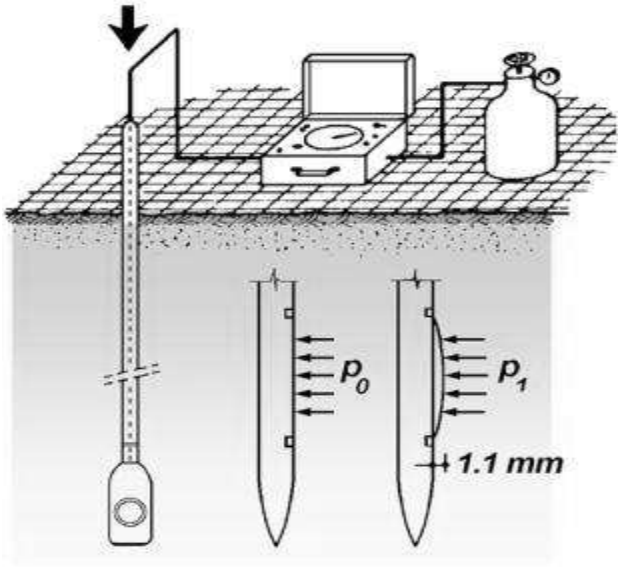


Figure 4.3 : Principe de la mesure DMT

4.3.1.Méthode de Monaco et al (2005) :

le rapport de contrainte cyclique CSR calculé en utilisant l'équation. (2) a été comparé avec le rapport cyclique de la résistance évaluée à partir CRR K_D[24].

$$CRR_{7.5} = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \qquad (54)$$

Avec :

K_D :Coefficient de contrainte horizontale dilatométrique[23] :

$$K_D = \left(\frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}}\right) \qquad (55)$$

σ'_{v0}: Contrainte verticale effective.

P_0 : pression de Première lecture Corrigé.

u_0 : pression interstitielle.

4.3.2.Méthode de Grasso et Maugeri (2006) :

Grasso et Maugeri (2006) en outre mis à jour le modèle CRR par Monaco et al. (2005) [24] :

$$CRR_{7.5} = 0.0908K_D^3 - 1.0174K_D^2 + 3.8466K_D - 4.5369 \quad (56)$$

$$CRR_{7.5} = 0.0308 * e^{0.6054K_D} \quad (57)$$

$$CRR_{7.5} = 0.0111K_D^{2.5307} \quad (58)$$

Équations. (56) - (58) ont été générées sur la base des corrélations, Dr-qc (Bladi et al,

1986), le D_r-q_c(Jamiolkowsi et al, 1985), et le D_r -N (Gibbs et Holtz, 1957), respectivement. Notez que tous les existants DMT à base de méthodes d'évaluation de la CRR sont basées sur lescorrélations entre qc-D_r-K_D et la N-D_r-K_D.

4.3.3.Méthode de Pai-HsiangTsai et al (2009) :

Une nouvelle courbe basée sur l'essai de DMT (CRR-K_D (figure 4.3.3.1) et CRR-E_D(figure4.3.3.2)) [25] :

$$CRR_{7.5} = \exp\left[\left(\frac{K_D}{8.8}\right)^3 - \left(\frac{K_D}{6.5}\right)^2 + \left(\frac{K_D}{2.5}\right) - 3.1\right] \quad (59)$$

$$CRR_{7.5} = exp\left[\left(\frac{E_D}{49}\right)^3 - \left(\frac{E_D}{36.5}\right)^2 + \left(\frac{E_D}{23}\right) - 2.7\right] \quad (60)$$

Avec :

E_D : Module dilatométrique [23] :

$$E_D = 34.7(P_1 - P_0) \quad (61)$$

P_1 : pression de Deuxième lecture Corrigé.

P_0 : pression de Première lecture Corrigé.

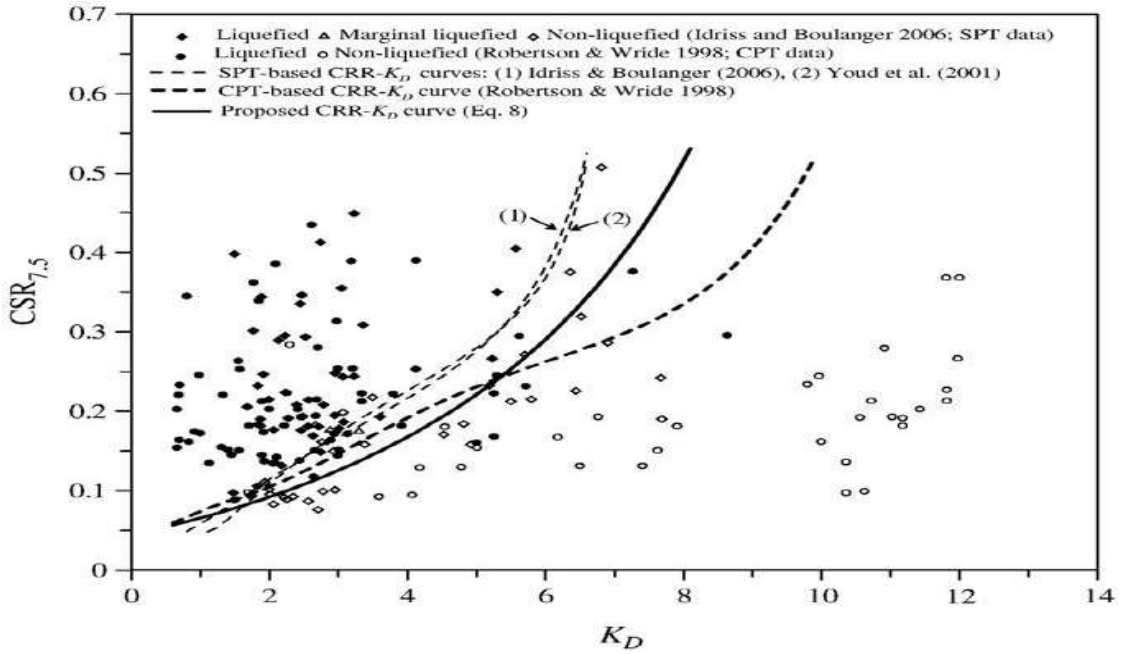


Figure 4.3.3.1 :CSR en fonction de K_D

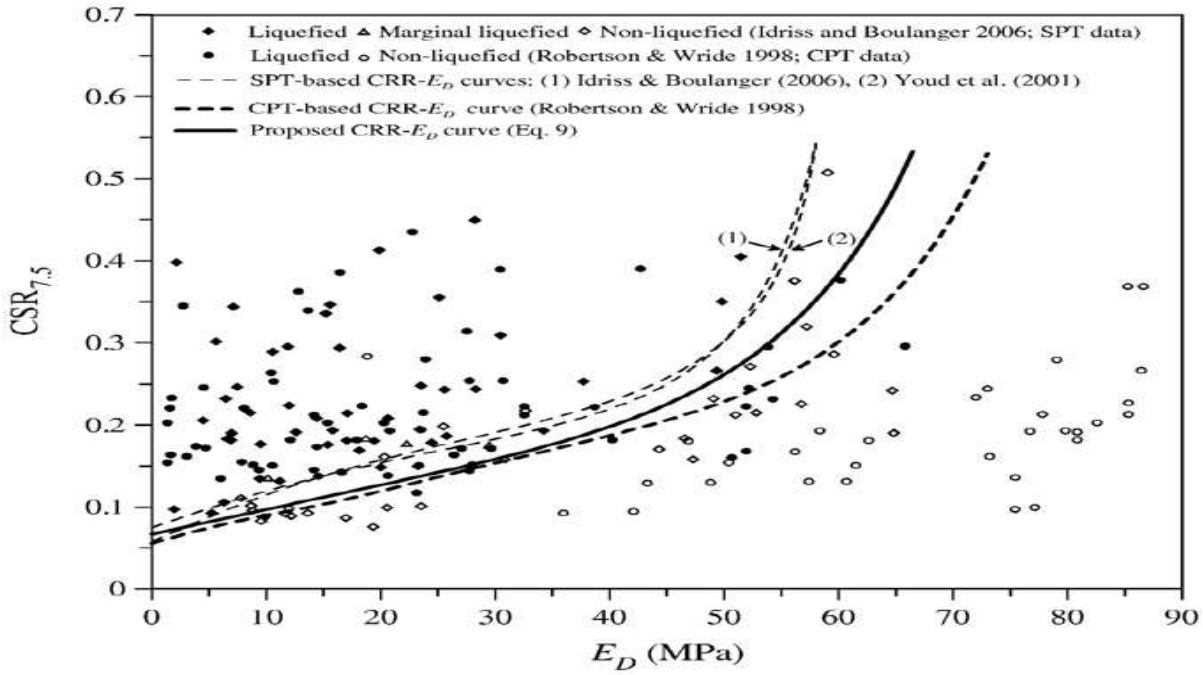


Figure 4.3.3.2 : CSR en fonction de E_D

4.4.Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement :

Les mesures de Vs procurent une alternative prometteuse et/ou un supplément aux approches basées sur les essais géophysiques.

4.4.1.les essais géophysiques :

Il est possible de regrouper les essais géophysiques en place en deux catégories :

1. les essais réalisés à partir de la surface du sol, tels que les essais de sismique réfraction ou de vibration entretenue de massifs de fondation.ces essais présentent l'avantage essentiel d'être d'une grande facilité de mise en œuvre et d'un coût peu élevé. Ils ne répondent cependant qu'imparfaitement au problème posé et ne sont utilisés, tout au moins pour les ouvrages importants, qu'en phase de reconnaissance préliminaire.
2. les essais réalisés dans des forages, ou entre forages, tels que les essais down-hole, up-hole ou cross hole.ces essais sont délicats à réaliser, d'un coûtplus élevé du fait de la nécessite de réaliser des forages mais fournissent des informations plus riches[27].

4.4.1.1.Les essais réalisés à partir de la surface:

4.4.1.1.1sismique réfraction :

cette méthode est bien adaptée aux reconnaissance préliminaire de site.la théorie et les méthode d'exploration sont connues et on été décrites en détails [RICHART-HALL-WOODS ,1970].pour un système tricouche, constitué de deux couches de sol surmontant le rocher, le schéma de réfraction est donné sur la figure4.4.1.1 .la pente des droites, obtenues en reportant le temps de parcours de l'onde entre la source et le point de réception en fonction de la distance à la source, est égale à la vitesse de propagation de l'onde.

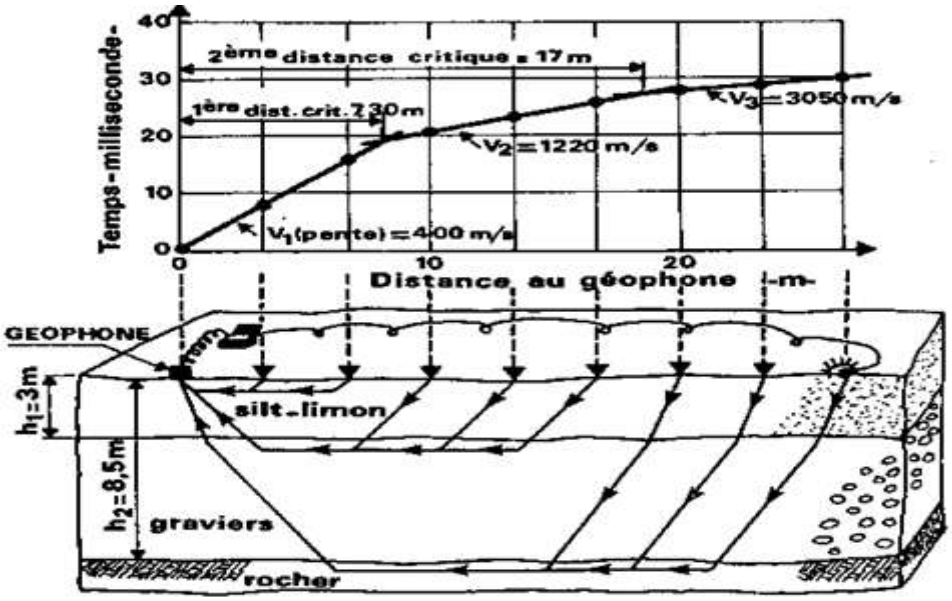


Figure4.4.1.1 :Réfraction sismique

L'inconvénient de la méthode réside dans le fait que l'onde émise se propage au voisinage des interfaces de couches. Elle ne permet donc pas d'obtenir une valeur moyenne de la vitesse pour la couche considérée.de plus, la présence d'une couche molle (à vitesse de propagation moins élevée) emprisonnée entre deux couches dures ne peut être détectée. Il en va de même pour une couche de faible épaisseur présentant un contraste de caractéristiques important avec les couches voisines.

Une des difficultés de la méthode réside dans la nécessité de donner naissance à des ondes de cisaillement. Cela est généralement obtenu en frappant horizontalement, à l'aide d'une masse, un massif posé en surface du sol et chargé verticalement. Avec cette technique, une onde de cisaillement horizontale (SH), pratiquement pure, se propage perpendiculairement à la source. L'amplitude du déplacement relatif, à une certaine distance de la source, est fonction de cette distance et des dimensions de la source [Wood, 1978][27].

4.4.1.1.2.vibration entretenue d'un massif :

la mise en vibration harmonique d'un massif posé à la surface du sol donne naissance à une onde de Rayleigh stationnaire. a l'aide d'un géophone déplacé à la surface du sol, il est possible de déterminer la longueur d'onde λ_R correspondant à une fréquence d'excitation f connue. La vitesse de propagation de l'onde de Reyleigh s'en déduit :

$$V_R = \lambda_R . f \quad (62)$$

Cette vitesse est arbitrairement attribuée, dans le cas d'un milieu homogène, à une profondeur égale à une demi-longueur d'onde [WOODS, 1978].en modifiant la fréquence d'excitation, il est

possible d'en déduire un profil de vitesses de propagation d'ondes de Rayleigh.si le coefficient de poisson est connu, la vitesse de l'onde de cisaillement s'en déduit. Dans le cas contraire, elle peut, avec une précision suffisante, être confondue avec la précédente (voir chapitre V dans [27].

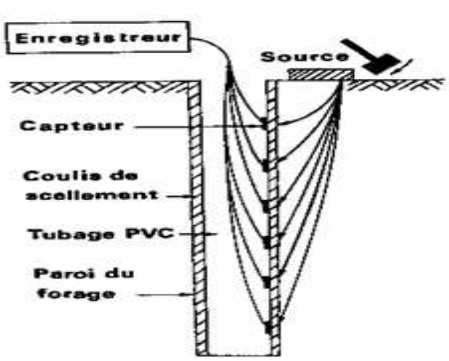
Cette méthode n'est actuellement pratiquement plus utilisée. Elle ne permet pas les reconnaissances à grande profondeur, à moins d'employer des vibreurs très lourds. Elle est particulièrement bien adaptée aux reconnaissances des couches superficielles.

4.4.1.2.Essais réalisés dans des forages :

Pour permettre la réalisation de mesures correctes dans des forages, ceux-ci doivent satisfaire à certainescontraintes.il doivent être tubés, généralement en PVC, et l'espace annulaire entre le tubage et le forage doit être correctement cimenté pour assurer un bon couplage sol-tubage. le diamètre des forages doit être suffisant pour permettre la descente des instruments de mesure qui requièrent généralement des diamètres de tubage de l'ordre de 80mm à 100mm, le calcul de la vitesse de propagation étant basée sur la mesure d'un temps de parcours, il est fondamental de connaître la distance parcourue exacte et donc de réaliser des mesures d'inclinométrie du (ou des) forages. Même les forages de bonne qualité peuvent présenter des déviations de l'ordre de1. Enfin, il est absolument nécessaire de réaliser au moins un des forages de la prospection géophysique en carottage continu pour disposer d'une coupe géologique détaillée à l'emplacement de la mesure.

4.4.1.2.A. Essai Down-Hole :

La mesure de vitesse de propagation d'onde est faite le long d'un forage. l'émission du signal a lieu à la surface du sol et la réception se fait à l'aide de capteurs placés dans le forage (figure 4.4.1.2.A.1).Il est possible, avec des sources d'énergie adaptée(frappe horizontale d'un massif posé en surface ,par exemple), de donner naissance à une forte proportion d'ondes de cisaillement. La figure 4.4.1.2.A.3 donne un exemple d'essai Down-Hole, en portant en fonction de la profondeur les temps d'arrivée des ondes primaires et des ondes secondaires, on obtient des segments de droite dont les pentes sont égales aux vitesses de propagation. pour déterminer la vitesse de propagation, on peut également procéder par différence des temps de parcours entre deux capteurs adjacents.



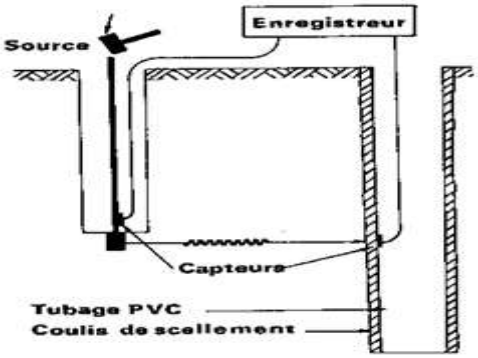


Figure 4.4.1.2.A.1 : essai down-hole **figure 4.4.1.2.A.2** : essai cross-hole

Les valeurs obtenues dans un essai down-hole correspondent aux caractéristiques du terrain au voisinage du forage, pour une direction verticale de propagation des ondes. Cette direction de propagation correspond à celle couramment retenue en génie parasismique. Les variations en plan des caractéristiques ne peuvent être obtenues. Théoriquement, avec un espacement suffisamment resserré des récepteurs, il est possible de détecter des couches de plus faibles caractéristiques, même si celles-ci sont incluses entre deux couches plus résistantes, c'est un des avantages majeurs de la méthode.

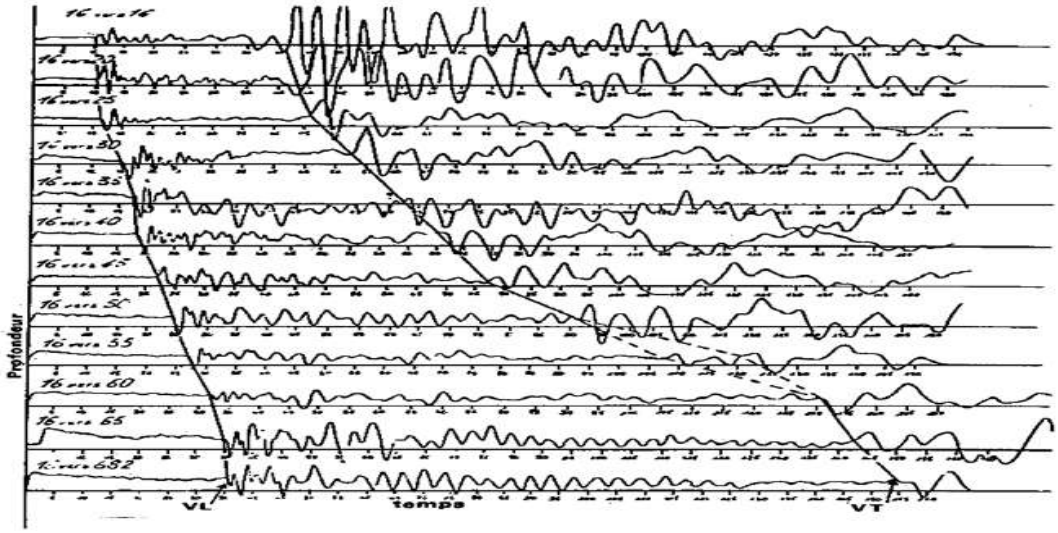


Figure4.4.1.2.A.3 : enregistrement d'un essai down-hole(document CPGF)

<u>4.4.1.2.B.Essais Up-Hole</u> :

L'essai est en tout point analogue à l'essai down- hole à la différence prés que l'émission est provoquée en fond de forage et la réception se fait sur des capteurs placés dans le forage, au-dessus du point d'émission. Par rapport à l'essai down-hole, l'exécution est plus délicate car, sauf

à utiliser des dispositifs de frappe spéciaux [BERTRAND et al, 1982], l'émission préférentielle d'ondes de cisaillement est difficile.

4.4.1.2.C.Essai Cross-Hole :

La mesure de vitesse de propagation de l'onde se fait entre deux forages parallèles distants de quelques mètres. L'impulsion est donnée dans le forage d'émission et est reçue dans la forage d'écoute à la même profondeur (figure 4.4.1.2.A.2).

Cette méthode permet d'obtenir, en fonction de la profondeur, la valeur moyenne en plan des vitesses de propagation des ondes. En disposant les forages d'écoute suivant plusieurs directions azimuthales (généralement deux perpendiculaires), on peut mesurer l'anisotropie en plan des propriétés physiques des sols. Combinées à des essais du type down-hole, ces mesures permettent également d'obtenir l'anisotropie entre les directions horizontale et verticale, cette anisotropie, du fait du mode de constitution des dépôts sédimentaires, est généralement plus importante que l'anisotropie en plan. Dans les sites rocheux, fortement tectonisés, l'anisotropie horizontale peut être plus importante.

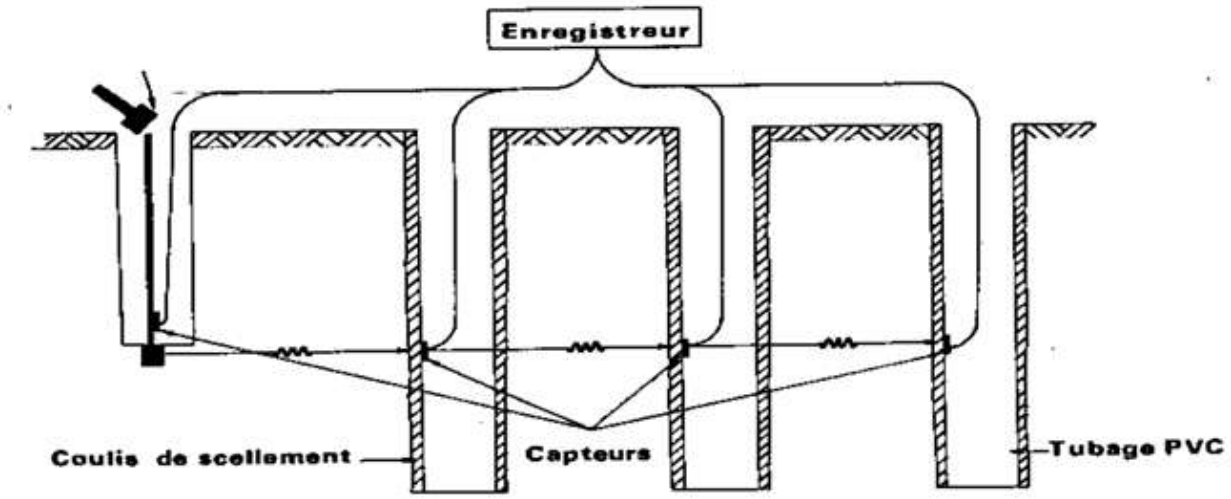


Figure 4.4.1.2.C:essai cross-hole :mesures différentielles entre forages

De façon classique, le forage d'écoute est réalisé et équipé à l'avance. Le forage d'émission est réalisé au fur et à mesure des essais. A une profondeur choisie pour une mesure, le forage est interrompu. L'émission d'ondes est réalisée par frappe sur le train de tiges relié à un carottier, enfoncé dans le sol en fond de forage. Cette méthodologie permet de donner naissance à des ondes de cisaillement (SH) en quantité suffisante pour être décelées sur le capteur de réception. Une autre méthode d'émission d'ondes a été développée en France à l'aide d'un système de frappe sur une sonde plaquée aux parois du forage d'émission [BERTRAND et al, 1982]. Un de ses avantages majeurs est de permettre de dissocier les opérations de forages (le forage

d'émission est également réalisé à l'avance) des opérations de mesure. D'un point de vue technologique, il est possible d'inverser le sens de la frappe, de sommer les résultats de plusieurs chocs successifs, le point d'émission restant fixe, et éventuellement de renouveler une mesure défectueuse, ou douteuse, tant que les forages sont conservés[27].

- Il existe plusieurs formules reliant le rapport de la résistance cyclique CRR avec la vitesse des ondes sismique VS :

4.4.A.Méthode d'Andrus et Stokoe (1997) :

La relation de CRR est [30] :

$$CRR_{7.5} = a\left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + b\left[\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*}\right] \qquad (63)$$

V_{S1}: Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement

V_S :Robertson et al ont proposé la formule suivante :

$$V_{S1} = V_S\left(\frac{P_a}{\sigma'_V}\right)^{0.25} \qquad (64)$$

Avec :

P_a : la pression atmosphérique (Pa = 1atm = 100 KPa)

σ'_V: La contrainte effective verticale

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

V_{S1}^*:limite supérieure de V_{S1} : pour que la liquéfaction se produise

$$\begin{cases} V_{S1}^* = 215\,m/s & pour\ FC \leq 5\% \\ V_{S1}^* = 215 - 0.5(FC - 5)\,m/s & pour\ 5\% < FC < 35\% \\ V_{S1}^* = 200\,m/s & pour\ FC \geq 35\% \end{cases} \qquad (65)$$

4.4.B.Méthode d'Andrus et al (2004) :

La relation [19] :

$$CRR_{7.5} = 0.022\left[\frac{(V_{S1})_{csal}}{100}\right]^2 + 2.8\left[\frac{1}{215-(V_{S1})_{csal}} - \frac{1}{215}\right] \quad (66)$$

$(V_{S1})_{csal}$: vitesse d'onde de cisaillement corrigé donné comme suit:

$$(V_{S1})_{csal} = K_{a1}(V_{S1})_{CS} = K_{a1}K_{CS}V_{S1} \quad (67)$$

K_{CS}: un facteur de correction de content des fines

K_{a1}: un facteur d'âge à corriger pour les valeurs VS1 élevées provoquées par le vieillissement.

Andrus et Stokoe (2004) ont assumé $K_{a1} = 1$ pour tous les sols d'Holocène-âge.

Avec :
$$\begin{cases} K_{cs} = 1 & pour\ FC \leq 5\% \\ K_{cs} = 1 + (FC-5)T & pour\ 5\% < FC < 35\% \\ K_{cs} = 1 + 30T & pour\ FC \geq 35\% \end{cases} \quad (68)$$

Ou,

$$T = 0.009 - 0.0109\left(\frac{V_{S1}}{100}\right) + 0.0038\left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 \quad (69)$$

5.Évaluation en laboratoire :

La première préoccupation lors de la préparation d'essais en laboratoire est de recréer les conditions in situ pour le sol étudié. Les conditions initiales et les chargements appliqués ont une grande influence sur les résultats obtenus par la suite.

Afin d'évaluer la susceptibilité à la liquéfaction d'un sol, plusieurs types d'essais de laboratoire ont été proposés et utilisés. Plusieurs chercheurs ont étudié divers types de sols avec des conditions initiales et de sollicitations différentes, afin de mieux comprendre l'influence de ces différents facteurs sur la liquéfaction.

D'autres chercheurs ont mis l'accent sur la construction de modèles physiques à échelle intermédiaire afin d'obtenir des résultats plus représentatifs[1].

Il existe différents types d'essais de laboratoire qui permettent d'isoler les propriétés intrinsèques d'un sol jouant un rôle sur son comportement dynamique et pouvant influencer le développement du phénomène de liquéfaction. Ils peuvent être divisés en quatre catégories distinctes pouvant être énumérées comme suit [3] :

- Les essais dynamiques conventionnels,
- les essais dynamiques avancés,
- les essais à la centrifugeuse,
- les essais sur table sismique

5.1.Essais cycliques de cisaillement simple :Cet essai est idéal pour reproduire les charges sismiques représentatives d'un séisme et il est régulièrement utilisé pour déterminer la résistance d'un sol à la liquéfaction (Kramer, 1996).

Développé par Seed et Lee (1966), il a subi quelques modifications mineures au cours des années(Finn, 1985 ; Budhu, 1988). Le modèle présenté à la figure 5.1 a été développé par le NorwegianGeotechnical Institute – NGI (Woods, 1994)[3].

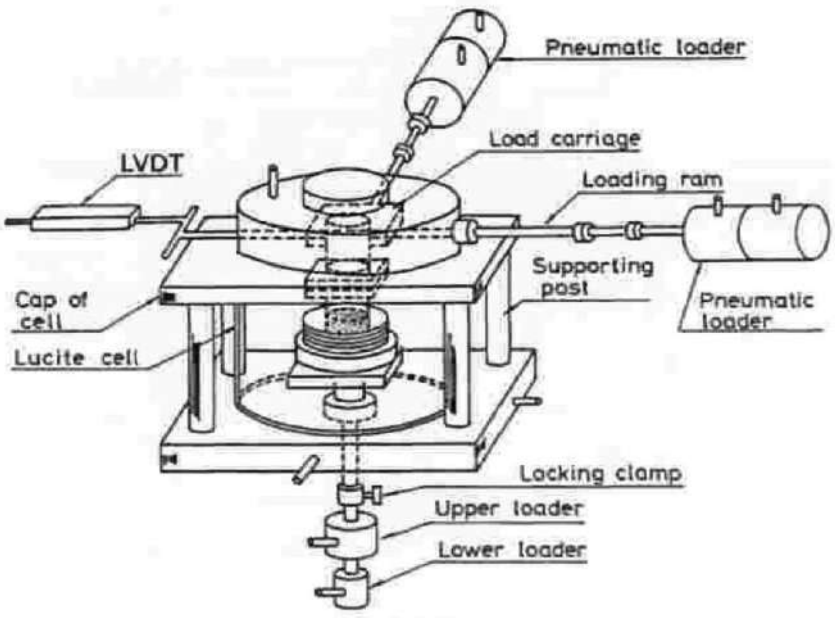


Figure 5.1 : Appareillage de l'essai cyclique de cisaillement simple - type *NGI*

(Figure extraite d'Ishihara, 1996)

Généralement, l'essai est réalisé à volume constant sans mesure direct de la pression interstitielle, toute variationla concernant étant déduite par mesure de la contrainte totale verticale.

Malgré ses avantages concernant la reproduction du chargement d'un séisme, ce testprésente tout de même des limitations et des inconvénients. Par exemple,

- Shen et al.1978,le module de cisaillement déduit lors du test pouvant être de 5 à 15% inférieur au module de cisaillement réel du matériau.
- Kramer, 1996,il n'est pas possible d'imposer un rapport des contraintes effectives $K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$autre que celui des conditions naturelles.
- James, 2009,des analyses numériques ont démontré que ce type d'appareillage créé un état de contrainte non uniforme au sein de l'échantillon fonction des dimensions et des contraintes de cisaillement appliquées sur ce dernier.

Seed et Peacock, 1970,Le rapport de résistance cyclique CRR multidirectionnel sur terrain peut être relié aurapport de résistance cyclique causant la liquéfaction lors d'un essai cyclique de cisaillementsimple CRR_{CCS} par l'expression suivante [3] :

$$CRR \cong 0.9 * CRR_{CCS} \qquad (70)$$

5.2.Essais cycliques en cellule triaxiale :

Ce type d'essai à été abondamment utilisé par le passé pour évaluer certaines caractéristiques liées au potentiel de liquéfaction de sables, sables limoneux, limons et certainsrésidus miniers .

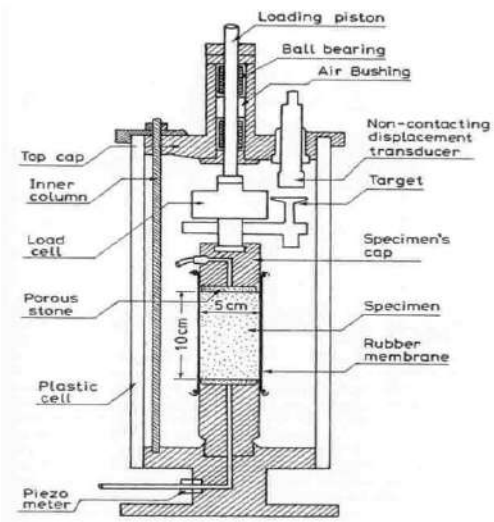


Figure 5.2 : Cellule triaxiale typique pour test de compression statique ou dynamique (figure extraite de Ishihara, 1996)

Xia et Hu, 1991,Pour permettre l'étude du phénomène de liquéfaction, il importe que l'échantillon soit correctement saturé. Une technique souvent utilisée dans le cas des essais triaxiaux consiste en l'application d'une contrepression permettant une augmentation substantielle du degré de saturation.

James, 2009,Ce type de chargement diffère significativement de celui engendré lors d'un tremblement de terre puisqu'il développe une propagation verticale des ondes de cisaillement.

Malgré certaines divergences entre l'application du chargement en conditions réelles et encellule triaxiale, il semble que le rapport de résistance cyclique multidirectionnel CRR in situ peutêtre relié au rapport des contraintes cycliques causant la liquéfaction de l'éprouvette dans unecellule CSR_{Triax} par l'expression suivante (Seed et Idriss, 1982) :

$$CRR \cong C_r * \mathrm{CSR}_{\mathrm{Triax}} = \mathrm{C_r} \frac{\sigma_\mathrm{d}}{2 * \sigma'_\mathrm{c}} \qquad (71)$$

Où,

σ_d: Contrainte déviatorique cyclique,

σ'_c: Contrainte de consolidation effective verticale,

C_r = 0,57 pour K_0 = 0,4 et 0, 9 ≤Cr≤ 1 pour K_0 = 1

NB : Pour différents motifs, il faut que ce type d'essai ne devrait pas être utilisé seul pour permettre une bonne compréhension des aspects les plus complexes liés au phénomène de liquéfaction (Ishihara, 1996)[3].

5.3.Essai sur table sismique :

Alba et al. (1975), Les échantillons étudiés peuvent présenter des dimensions atteignant parfois plus d'une dizaine de mètres de long. Les grandes dimensions des échantillons permettent l'étude de l'influence des stratifications, hétérogénéités et renforcements, ce qui n'est pas envisageable dans le cas des autres types d'essais.Cet essai consiste à placer le sol dans une boite qui peut être construite avec des parois rigides ou flexibles. Lors de l'essai, le fond de la boite est soumis à un mouvement horizontal cyclique d'une fréquence et d'une amplitude connues. Le mouvement peut être fait selon un seul axe, mais certaines configurations autorisent le mouvement selon deux axes horizontaux. La taille des boites d'essai varie entre un mètre jusqu'à une dizaine de mètres. Cependant, pour éviter l'effet des parois, le rapport entre la longueur de la direction du mouvement et la hauteur de l'échantillon doit être de 10 :1

Sasaki et Taniguchi, 1982; Adalier*et al.,* 2003, Comme les essais sur la table sismique sont faits à plus grande échelle, ils peuvent simuler d'une meilleure façon le comportement du sol et permettent d'évaluer des aspects comme la stratification des couches, l'hétérogénéité et les alternatives d'amélioration du comportement dynamique du sol, par exemple les colonnes en pierre[31].

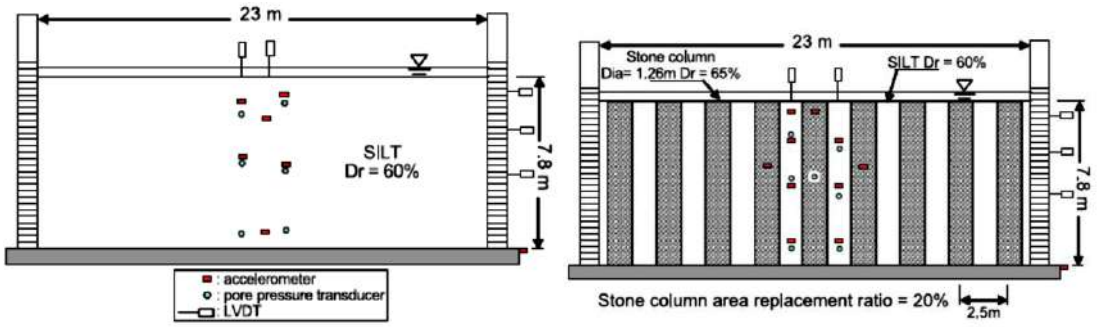


Figure 5.3 Schéma de l'essai sur la table sismique a) analyse unicoucheb) inclusion de colonnes en pierre (figure tirée de Adalier*et al.,*2003)

5.4.Essai dans la centrifugeuse :

L'essai dans la centrifugeuse consiste à augmenter le champ gravitationnel par rotation. Jusqu'à atteindre les conditions d'accélération désirées. Une fois que les conditions sont atteintes, un mouvement à la base de l'échantillon est appliqué. Le modèle fonctionne par lois d'échelles, il est donc possible de tester des échantillons de petite taille et d'extrapoler ceux-ci pour une plus grande échelle. Le principal désavantage est que l'accélération générée par larotation n'est pas la même dans tout l'échantillon. Plusieurs auteurs comme Adalier et Elgamal (2002), Brennan et Madabhushi (2005) et Gonzalez et al. (2004) ont étudié la liquéfaction dans la centrifugeuse[31].

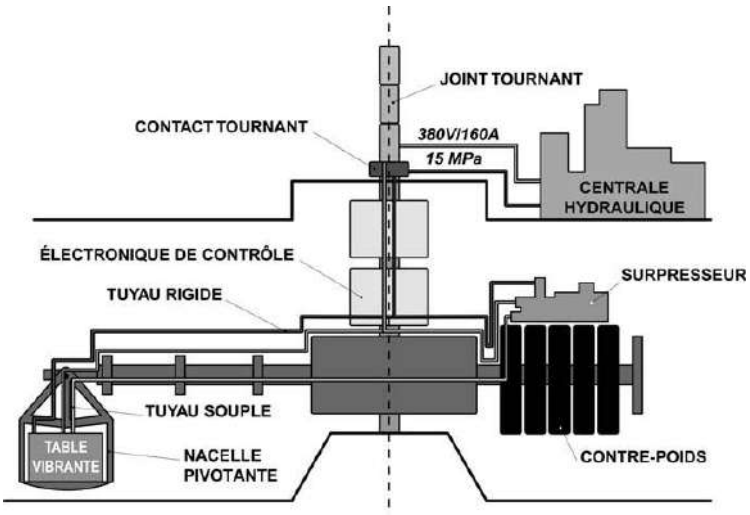


Figure 5.4 : Centrifugeuse

6.Evaluation du facteur de sécurité (FS) :

L'étape finale dans l'analyse de liquéfaction consiste à calculer le facteur de sécurité contre la liquéfaction. Sur le rapport de contrainte cyclique provoquée par le tremblement de terre attendu est supérieur au rapport de résistance cyclique du sol in situ, puis la liquéfaction pourrait se produire pendant le tremblement de terre, et vice versa. Le facteur de sécurité contre la liquéfaction (FS) est défini comme suit:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5} \times K_\sigma \times MSF}{CSR} \quad (72)$$

Plus le facteur de sécurité, plus résistant que le sol est trop liquéfaction. Cependant, le sol qui a un facteur de sécurité légèrement supérieur à 1,0 peut encore liquéfier lors d'un séisme[26].

7.Conclusion :

Des études ont montré la plus grande importance pour la liquéfaction causé le séisme.Cela a mis plusieurs façons d'évaluer la liquéfaction du sol, où ces modes ont varié tout au long de l'histoire, où compté sur des essais différentes, si les essais en site (example: SPT,CPT,DMT,...), essais en laboratoires (example:triaxial,table sismique,...),ou essais geophysiques (example:Down-Hole, up-hole, Cross-Hole,...).

Comme chaque essai plusieurs méthodes , selon les chercheurs, ceci est pour le calcul du facteur de sécurité F_s.

Il y a aussi de nombreux facteurs qui doivent être pris en compte. Par conséquent, plusieurs corrections aux relations établies pour d'atteindre l'évaluation optimale de liquéfaction .pour minimiser la risques.

CHAPITRE III. ETUDE GEOTECHNIQUE DU PROJET DE REALISATION D'UN SILO DE SUCRE A BEJAIA:CAS D'ETUDE

1.Introduction :

Dans ce chapitre nous fournissant tous les essais et donnés géotechniques réalisé sur le site destiné à recevoir le projet de réalisation d'un silo de stockage d'une capacité de 80.000 tonnes, qui fait partie de l'extension des installations Cevital dans le port de Bejaïa.

2.Description de l'ouvrage :

Le silo est de forme cylindrique, avec un diamètre de 53 m et une hauteur de 57 m. Il présente à sa base une structure en «poteaux - poutres FIFO » de 4,10 m de hauteur, et d'entraxe des poteaux de 3m servant de support au matériel de manutention et reprenant tout le poids du matériau entreposé. Le silo métallique est livré en kit à monter sur place.



figure 2.a: Photo du silo



figure 2.b: Base du silo

Les figures (Fig. 2.a) et (Fig. 2.b), photos virtuelles montrant respectivement le silo et une vue de la structure poteaux-poutres à la base de celui –ci [32].

3. Etude géotechnique :

3.1. Contexte géologique :

La plaine alluviale de Bejaïa est située dans le tell septentrional kabyle (zone interne).La géologie régionale matérialise cette plaine dans les bassins synclinaux post nappe du tell. La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud -ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interprétées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes :

- Alluvions anciennes: Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sables de plages emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise ces alluvions provenant du démantèlement des formations anciennes qui s'observent essentiellement à l'embouchure de la Soummam et plus exactement sur sa rive droite où se sont formées des terrasses qui s'étendent sur plusieurs centaines de mètres, leur épaisseur étant estimée à une dizaine de mètres.
- Alluvions marécageuses : S'observent essentiellement à l'extrême sud -est de notre secteur d'étude Elles sont constituées par des éléments fins, représentés par des sables fins, limons et vases .
- Alluvions récentes : Ce sont des dépôts limoneux et caillouteux de l'oued Soummam et de l'Oued Rhir, qui couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia. Présence de dépôts de cônes de déjections à l'amont de l'oued Rhir composés essentiellement de galets de calcaires, conglomérats , grès et marnes provenant de l'érosion des formations avoisinantes. Leur épaisseur varie de l'amont à raval où elle est maximale (environ 10 mètres) ;
- Sables de plage : Ils affleurent à Bejaia plage, représentés par des sables moyens grossiers de couleur grise.
- Colluvions : Composés d'éléments essentiellement calcaire et conglomérats dont la taille s'échelonne du centimètre au décimètre .Ils sont bien visibles au niveau de notre site. Notons que ces colluvions sont consolidés par endroits ; leur épaisseur n'excède pas les 5.0mètres ;
- Remblais : représentés par des sables, argiles, galets, fragments de briques. Cailloux concassés.

La ville de BEJAIA s'est accrochée aux pentes du djebel GOURAYA, puis s'est étendue vers le sud dans la plaine L'aménagement de la zone portuaire s'est fait à l'embouchure de l'Oued Soummam et des terrains ont été gagnés sur la mer.

Il résulte de cette histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée par des matériaux fins plus ou moins vasards (limons, argiles) et sables sur un substratum rocheux assez profond de l'ordre de 40 à 50 m, de nature marno-calcaire du Crétacé[32].

3.2.Synthèse géotechnique :

Une étude géotechnique a été menée sur le terrain destiné à recevoir le projet du silo de 80000 tonnes, elle consiste en :

- La réalisation de deux sondages carottés notés S-01,S-02 de 50 m et de 51 m de profondeur avec réalisation d'essais SPT et mise en place des tubes PVC pour la mesure des paramètres dynamiques par essai down hole.
- Deux sondage pressiométriques notés SP-01 et SP-02. Ces derniers ont été arrêtés à 14 et 18 m de profondeur. Cet arrêt est du au blocage de la sonde pressiométriques après éboulement des parois de forage (nature sableuse des terrains) ;
- Cinq (05) essais de pénétration statique.

On donne sur la (Fig : 3.2) l'implantation des essais réalisés sur l'assiette de l'ouvrage.



figure 3.2 :Implantation des essais in-situ

Des échantillons intacts paraffinés prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico -mécaniques et chimiques au laboratoire. Ce programme expérimental a permis de déterminer :

- Les paramètres physiques (ω%, Sr %,γ_d , γ_h);
- La plasticité (ω_l,ω_p , I_p) ;
- La compressibilité (σ_c, C_c, C_s) ;
- La résistance mécanique à la boite de Casagrande du type CU .

Les échantillons remaniés issus de l'essai au carottier SPT ont été soumis à une analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie . Le niveau moyen de la nappe a été détecté à trois mètres de profondeur [32].

4. Essais in-situ :

4.1.Essais de pénétration au carottier :

Les résultats des essais au carottier SPT réalisés sur les différentes formations rencontrées permettent d'émettre les observations suivantes.

La formation sableuse est caractérisée par un nombre N SPT compris entre 7 et 30 (refus).D'après l'abaque de Peck, cette formation est lâche à moyennement compacte caractérisée par un angle de frottement compris entre 29° et 36°. La formation vaseuse est caractérisée par un nombre NSPT compris entre 2 et 10 correspondant à des argiles molles à moyennement molles. D'après le document technique réglementaire DTR BC 2 -48 des règles parasismiques algériennes RPA 99, révisées en 2003, et sur la base des résultats d'essais SPT, le site est classé dans la catégorie des sols meubles S3 [32].

4.2.Essais au pénétromètre statique :

Les essais pénétrométriques ont donné des résultats comparables et en accord avec la stratigraphie révélée par les coupes de sondages (Fig 3).

La forme en dents de scie des pénétrogrammes indique la présence de sable sur tout le profil et de galets en profondeur.

On donne à titre illustratif un pénétrogramme dans la figure (Fig 4.1).

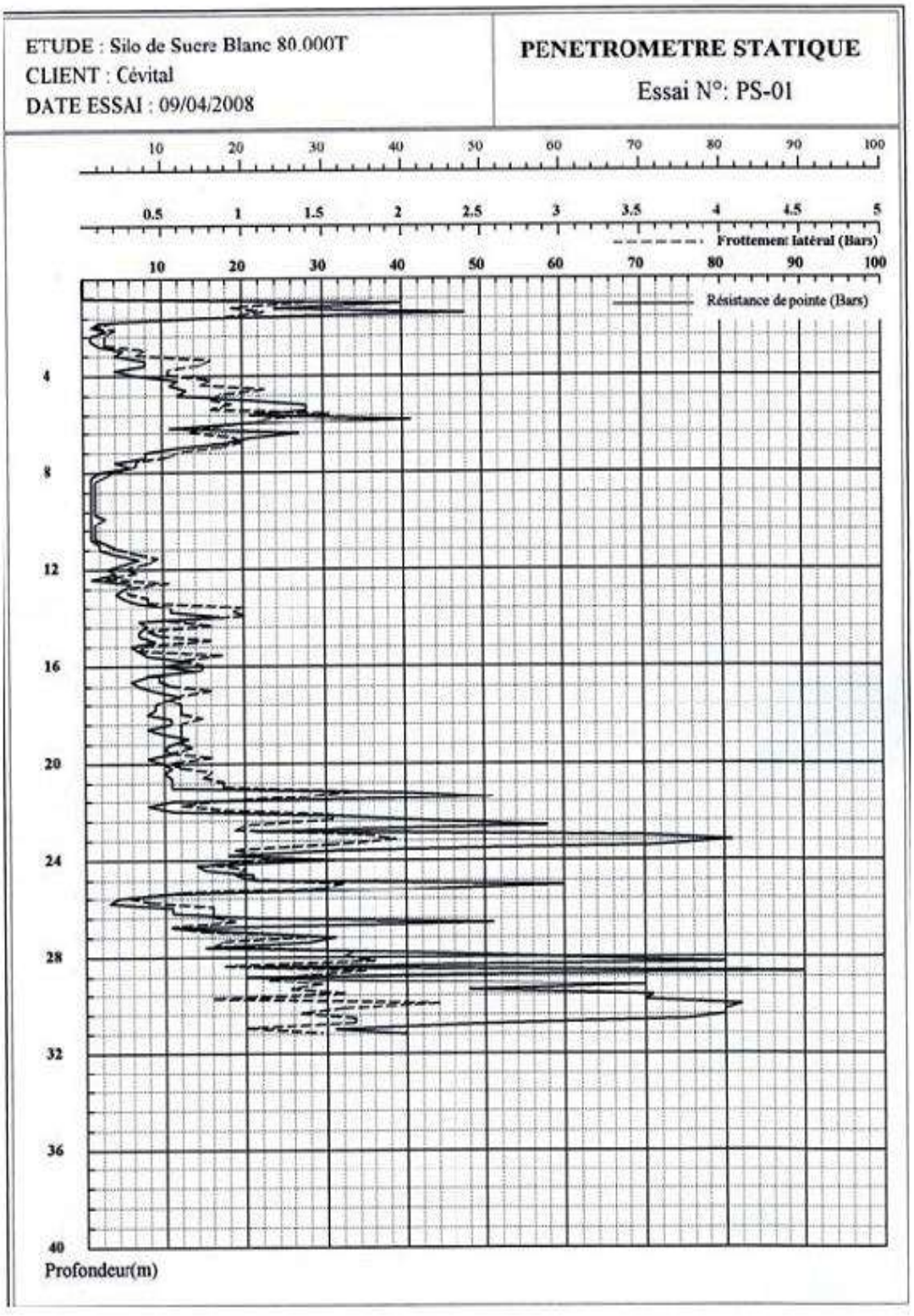


figure 4.2: Pénétrogramme

Les résultats obtenus ont permis de tracer les diagrammes de variation des résistances de pointe R_p et du frottement latéral f_s en fonction de la profondeur pour chaque station de mesure.

Ces pénétrogrammes ont mis en évidence la présence de couches de très faibles

résistances à des profondeurs entre 6.0 et 20.0 m de profondeur avec toutefois des pics dépassant 5 MPa par endroits. Ensuite, les résistances enregistrées oscillent entre 2 et 10MPa entre 20.0 et 40.0 m de profondeur [32].

4.3.Essais pressiométriques (PMT) :

Les sondages pressiométriques SP -01et SP-02 ont été réalisés jusqu'à 13.0 m de profondeur pour SP-01, 18 m de profondeur pour SP-02 avec enregistrement des résultats pour chaque mètre.

Cet essai permet de mesurer la pression limite notée P et le module pressiométriques noté Elm. Selon le plan d'implantation des sondages, les essais pressiométriques SP -01 1 et SP-02 sont réalisés à proximité des sondages carottés S -01 et S- 02 respectivement. Dans les trois premiers mètres, on a enregistré de grandes valeurs de la pression limite (P) et du module pressiométriques (E_m) ; cela peut être dû à la présence de la couche de remblai dans les trois premiers mètres (matériau hétérogène formé de déchets, cailloux,…).

On peut aussi remarquer que les résultats de ces essais sont en concordance avec ceux du laboratoire et confirment que la formation alluvionnaire composée d'une alternance de couches de sables lâches, sables vaseux et limons, est dans un état lâche ou faiblement consolidé.

Les deux profils pressiométriques sont semblables, on donne un exemple (PS -01) dans la page qui suit [32].

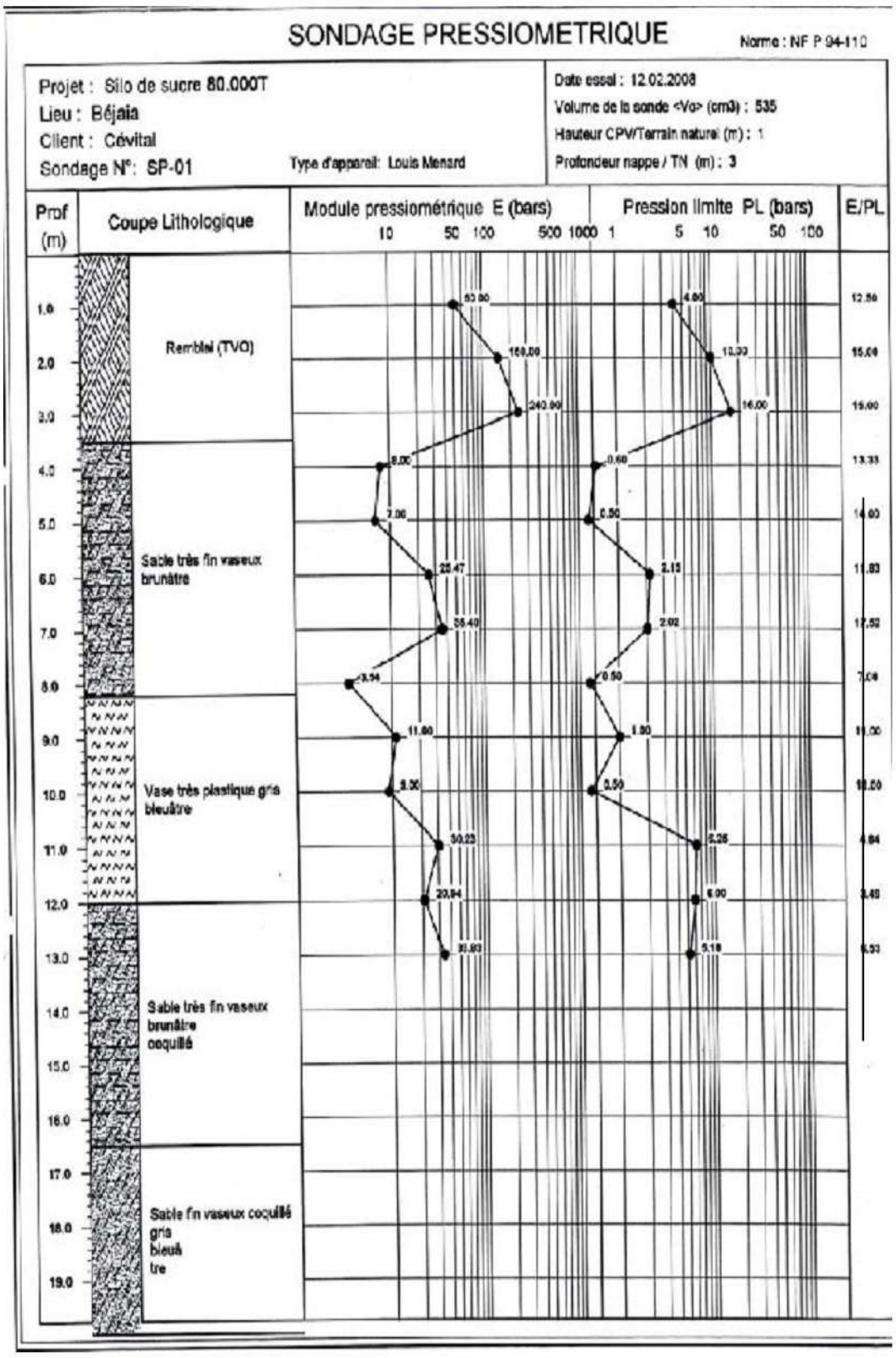


figure 4.3: Profil pressiométriques.

4.4.Essais Down-hole :

Des diagraphies « down-hole » ont été réalisées dans le sondage carotté S - 01, l'interprétation des enregistrements des signaux sismiques a permis de déterminer les

vitesses de propagation des ondes de compression (Vp) et de cisaillement (Vs) en fonction de la profondeur[32].

Le tableau récapitulatif ci-dessous reporte les résultats des mesures.

Profondeur(m)	$V_p(m/s)$	$V_s(m/s)$	N	$G_{dyn}\,(Mpa)$	$E_{dyn}\,(Mpa)$	K Bulk (Mpa)
1.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
2.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
3.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
4.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
5.00	1330	476	0.43	498.47	1422.17	3226.96
6.00	1330	476	0.43	498.47	1422.17	3226.96
7.00	1330	476	0.43	498.47	1422.17	3226.96
8.00	1330	476	0.43	478.47	1422.17	3226.96
9.00	1330	476	0.43	341.52	1422.17	3226.96
10.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
11.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
12.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
13.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
14.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
15.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
16.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
17.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
18.00	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
19.00	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
20.00	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
21.00	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
22.00	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
23.00	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
24.00	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
25.00	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31

Tableau 4.4: Résultats des mesures des paramètres dynamiques par essai down-hole dans le sondage S1

- Le recouvrement, composé d'un remblai d'environ 3m d'épaisseur, présente respectivement des valeurs des ondes de compression et des ondes de cisaillement de V_p=1050 m/s et Vs = 500 m/s. Les valeurs des modules dynamiques sont de l'ordre de 1150 M_{Pa} pour le module de Young (Edyn) et de 425 M_{Pa} pour le module de cisaillement (Gdyn) ;
- Le second terrain apparaît à partir de 3.00 mètres jusqu'à 6.0 mètres de profondeur, la vitesse enregistrée dans cette tranche de terrain est de l'ordre de 1330 m/s pour les ondes de compression, et 440 m/s pour les ondes de cisaillement, représentant les sables vaseux brunâtres. Les valeurs des modules dynamiques sont de l'ordre de 1190 M_{Pa} pour le module de Young, et oscillent autour de 413 M_{Pa} pour le module de cisaillement ;
- Le troisième terrain présent, correspondant aux vases sableuses gris bleuâtre, a été recoupé à partir de 6 à 12 m de profondeur est caractérisé par des vitesses V_p=1540 m/s pour les ondes de compression, et des vitesses V s= 370 m/s pour les ondes de cisaillement. Les valeurs des modules d'élasticité dynamique, E dyn, et de cisaillement Gdyn, sont respectivement de l'ordre de 885 MPa et 301 Mpa ;
- Entre les profondeurs 12.0 m et 29.0 m (sable fin vaseux), les vitesses des ondes de compression enregistrées sont rapides atteignant 1420 m/s, et celle des ondes de cisaillement de 340 m/s. Les modules dynamiques exprimés en M_{Pa} sont de l'ordre de :

  - E_{dyn}=659 M_{pa}
  - G_{dyn}=224 MPa
- Entre les profondeurs 29.0 m et 37.0 m (sable fin vaseux), les vitesses des ondes décompression enregistrées sont de 1370 m/s, et celles des ondes de cisaillement de 483 m/s. Les modules dynamiques exprimés en MPa sont de l'ordre de :

  - Edyn=1293 Mpa.
  - Gdyn=452 Mpa.

5.Essais de laboratoire :

a) Analyse chimique du sol

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus suite à l'analyse chimique qu'a subit un échantillon de sol afin de déterminer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain.

sondage	Profondeur (m)	Sulfates $So_4{}^{-2}(\%)$	Chlorures $cl^{-}(\%)$	Carbonates $caco_3(\%)$	Matière organique (%)
s-01	5.20/5.90	0.33	0.13	27.46	0.31
	8.00/8.90	1.57	0.50	23.71	2.19
	12.50/12.90	0.16	0.30	25.79	0.37
	25.20/25.50	0.45	0.43	28.29	1.20
	33.00/30.20	0.90	0.43	22.46	1.15
	39.00/39.25	0.16	0.34	traces	0.52
s-02	5.20/5.60	0.26	0.23	25.79	0.46
	10.50/10.90	1.68	0.30	27.46	1.57
	18.40/20.45	0.37	0.28	25.79	0.89
	50.00/50.70	traces	0.25	18.30	0.47

Tableau 5.a: Résultats de l'analyse chimique du sol.

D'après la norme NFP 18-011 du 06/92, ces résultats traduisent une agressivité forte pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure .Le pourcentage des carbonates indique la nature marneuse des sols en place.

b) Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

Les caractéristiques physiques des sols rencontrés sont rassemblées dans le tableau suivant :

Caractéristique du sol	Sable fins vaseux	vases	marnes
Poids volumique du Sol sec γ_d (KN/m^3)	14.90-17.50	13.60-16.80	16.60-17.10
Poids volumique du sol humideγ_h (KN/m^3)	18.80-21.00	18.20-20.40	20.40-20.50
Tenure en eau naturelle W (%)	19.80-32.06	21.90-33.50	19.50-23.40
Degré de saturation Sr(%)	88-99	91-96	90.70-100
Limite de liquidité W_L (%)	34-43	47-48	46-48
Indice de plasticité I_P (%)	20-24	23-24	24-25
Angle de frottement $\varphi(°)$	10-24	4.60-8	18-20
Cohésion C (KPa)	0	10-39	16-32
Pression de pré consolidation (KPa)	238-344	76-215	271-337
Indice compression C_c (%)	9.05-17.42	10.40-26.40	16.94-18.27
Indice gonflement C_g (%)	0.99-2.26	1.91-3.86	4.10-10.91

Tableau 5.b: Caractéristiques physiques et mécaniques

- Le sable fin vaseux comporte 44.31% de particules inférieures à 80 µ, il présente une plasticité variable de 20% à 24% ;
- La vase comporte 98,59% de fines et présente un indice de plasticité compris entre 23% et 24% ;
- La marne présente un très faible pourcentage de fine et une plasticité de 24% à 25%.

La densité sèche des trois sols est inférieure à 18KN/m² qui indique des sols lâches plutôt compressibles sous-consolidés [32].

6.Coupe géotechnique :

Les coupes de sondages (Fig 6) ont révélé que le terrain de fondation du silo est composé de la succession des couches suivantes :

- ✓ Remblai ;
- ✓ Sable fin ;
- ✓ Sable compact ;
- ✓ Marne.

Avec des passages de vases à la surface et de galets en profondeur [32].

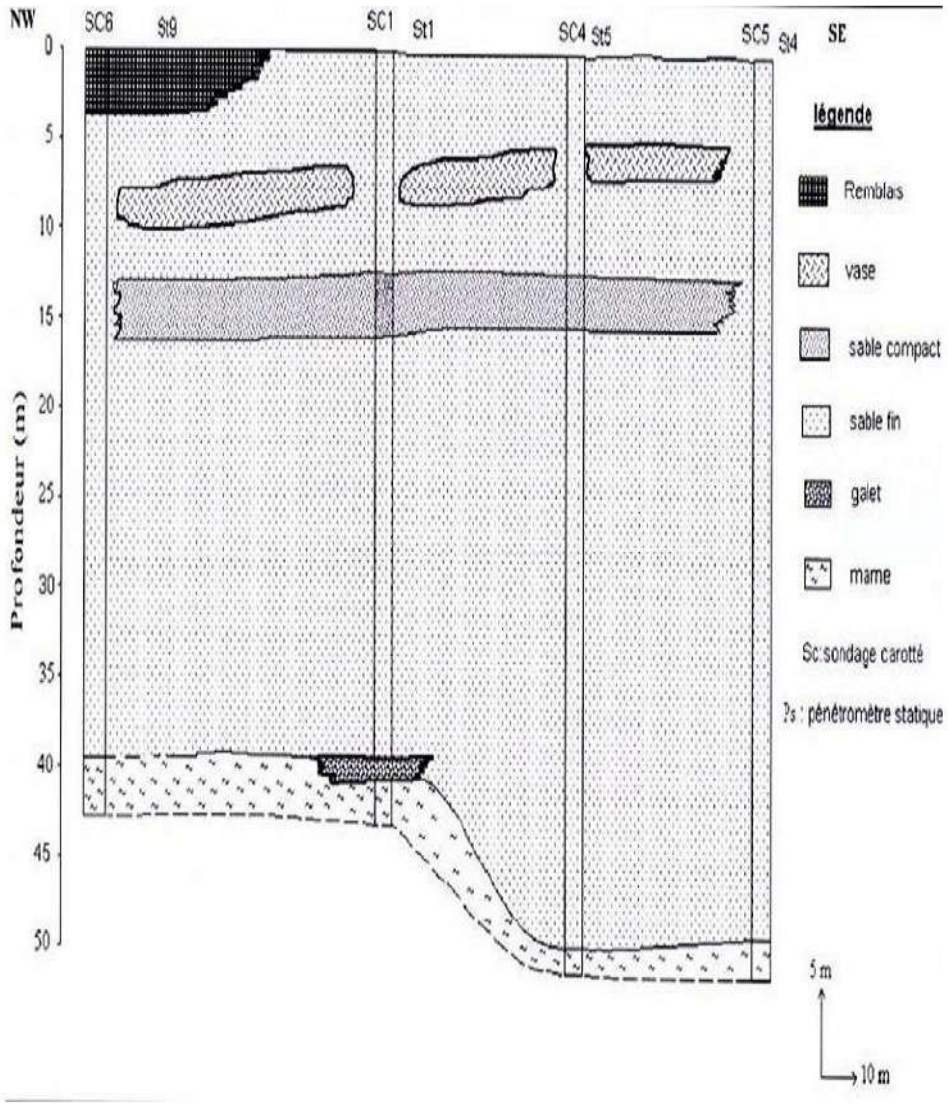


figure 6: Coupe géotechnique du terrain rencontré

7. Synthèse générale :

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée pour le projet du silo de sucre blanc de capacité de 80 000 t a consisté en la réalisation de deux sondages carottées, deux essais pressiométriques et cinq essais de pénétration statique.

Selon les coupes lithologiques définies par les sondages carottées, les deux sondages représentent presque la même stratigraphie (S -01, S-02). On trouve essentiellement 3 couches bien distinctes :

- Une couche de remblai ;
- Une couche de sables vaseux ;
- Une couche de Marne.

On a pu détecter les galets à 42m de profondeur pour le sondage S -01, et le niveau moyen de la nappe a été détecté à 3 m de profondeur (sondages S -01 et S-02, réalisés en mois de mars 2008)., on retient pour les calculs, un poids volumique saturé moyen $\gamma_{sat} = 20KN/m^3$ pour le sable, vases et la marnes [32].

8. Conclusion :

Après avoir fait l'analyse des donnés géotechniques le site est composé essentiellement Une couche superficielle sur 37m de profondeur constitue de d'alternance de sable fins vaseux, vases surmontant une couche de marne grisâtre à partir de 37m de profondeur.

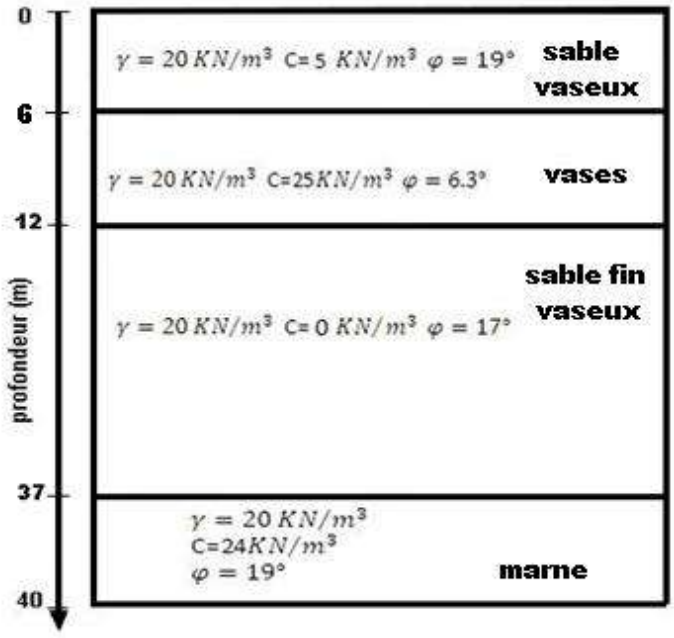


figure 9 : le profile de terraine du site et modèle géotechnique relatif au site destiné à recevoir le projet.

CHAPITRE IV. CALCUL ET MODELISATION NUMERIQUE

1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons évaluer le risque de la liquéfaction du site du silo à sucre de Bejaïa et que par l'application des méthodes de calcul pour différents tests et déjà mentionnés dans les résultats du deuxième chapitre et les valeurs obtenues grâce à des essais sur le site, Déjà mentionné au troisième chapitre et nous allons calcule le facteur de sécurité pour chaque essai. Ensuite, dans la deuxième partie du chapitre, nous allons examiner la modélisation numérique à travers le programme de flac 2d pour diverses données et graphiques pour illustrer la méthode optimale du comportement du sol pendant le phénomène de liquéfaction.

2. Vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction :

Pour qu'un sol soit liquéfiable, il y'a un certain nombre de conditions à vérifier.
-en premier lieu que le sol soit saturé, c'est-a-dire en pratique, il doit être sous le niveau de la nappe phréatique : cas de ce site, localisé en bordure de mer,

-ensuite que le sol soit contractant, c'est-a-dire dans un étant de compacité suffisamment lâche pour conduire a des diminutions de volume significatives sous les sollicitations cycliques,

-enfin que le sol soit suffisamment peu perméable, pour que la dissipation des suppressions interstitielles générées soit trop lent par rapport a leur génération, et qu'il ya ait donc accumulation progressive de suppressions jusqu'à la liquéfaction.

-En pratique les sols liquéfiable sont essentiellement les sables fins (donc peu perméables) et lâches (donc contractants) sous la nappe.

Les frontières de ce domaine s'étendent en pratique jusqu'à des sables limoneux voire des silts [32].

3. Procédures de calcul :

3.1.Evaluation du CSR :pour calcul CSR on utilise l'équation suivant:

$$CSR = 0.65\left({a_{max}}/{g}\right)\left({\sigma_v}/{\sigma'_v}\right) r_d$$

Avec, $r_d = 1 - 0.00765 \times z \quad pour\ z \leq 9.15m$ (9.1)

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad pour\ 9.15m \leq z \leq 23m \quad (9.2)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad pour\ 23m \leq z \leq 30m \quad (9.3)$$

$$r_d = 0.5 \quad pour\ z > 30m \quad (9.4)$$

Pour la coefficient d'accélération (A) de zone vaut 0.2 :

$A = \frac{a_{max}}{g} = 0.2$ Donc on prend $a_{max} = 0.2\ g$

Comme, nous avons pris d'autres valeurs pour le coefficient d'accélération (A) vaut 0,3

Donc $a_{max} = 0.3\ g$

3.2. Evaluation du CRR :

Nous pouvons résumer les méthodes de calcul et les équations utilisés dans le tableau suivant:

Essai	Méthode utilisé	Equation
SPT	Youd et Idriss. (2001)	$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs}+45]^2} - \frac{1}{200}$ (30)
CPT	Olsen et al. (1997)	$CRR = 0.00128\left[\frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}}\right] - 0.25 + 0.17R_F - 0.028R_F^2 + 0.0016R_F^3$ (38)
Vs	Andrus et Stokoe (1997)	$CRR_{7.5} = a\left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + b\left[\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*}\right]$ (63)

Tableau 3.2 : Méthodes et équations utilisés pour évaluer la valeur de

Pour le calcul des autres magnitudes on utilise l'équation suivant :

$$CRR = CRR_{7.5}\, K_\sigma\, MSF$$

Avec :

$$MSF = {10^{2.24}}/{M^{2.56}} \quad (5)$$

$$et \quad K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a}\right)^{f-1} \quad (15)$$

Lorsque nous avons pris au début de l'intensité de 7,5 sur l'échelle de Richter.
puis, nous appliquons l'intensité séisme de 6 sur l'échelle de Richter.

4. Application numérique :

4.1. Essai SPT :

Z(m)	N	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	$(N_1)_{60}$	FC(%)	$\Delta(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	σ_v (KN/m^2)	σ'_v (KN/m^2)
6	17	1.291	1	1	1	1	21.947	40	7.200	29.147	120	60
7	17	1.195	1	1	1	1	20.319	40	7.200	27.519	140	70
8	5	1.118	1	1	1	1	5.590	96	7.200	12.790	160	80
9	5	1.054	1	1	1	1	5.270	96	7.200	12.470	180	90
10	5	1.000	1	1	1	1	5.000	80	7.200	12.200	200	100
11	10	0.953	1	1	1	1	9.535	80	7.200	16.735	220	110
12	11	0.913	1	1	1	1	10.042	50	7.200	17.242	240	120
13	11	0.877	1	1	1	1	9.648	60	7.200	16.848	260	130
14	9	0.845	1	1	1	1	7.606	0	0.000	7.606	280	140
15	15	0.816	1	1	1	1	12.247	26	5.040	17.287	300	150
16	15	0.791	1	1	1	1	11.859	38	7.200	19.059	320	160
17	9	0.767	1	1	1	1	6.903	38	7.200	14.103	340	170
18	8	0.745	1	1	1	1	5.963	92	7.200	13.163	360	180
19	8	0.725	1	1	1	1	5.804	92	7.200	13.004	380	190
20	8	0.707	1	1	1	1	5.657	92	7.200	12.857	400	200
21	12	0.690	1	1	1	1	8.281	86	7.200	15.481	420	210
22	12	0.674	1	1	1	1	8.090	86	7.200	15.290	440	220
23	7	0.659	1	1	1	1	4.616	54	7.200	11.816	460	230
24	31	0.645	1	1	1	1	20.010	0	0.000	20.010	480	240
25	31	0.632	1	1	1	1	19.606	0	0.000	19.606	500	250
26	12	0.620	1	1	1	1	7.442	80	7.200	14.642	520	260
27	12	0.609	1	1	1	1	7.303	60	7.200	14.503	540	270
28	17	0.598	1	1	1	1	10.159	60	7.200	17.359	560	280
29	17	0.587	1	1	1	1	9.983	60	7.200	17.183	580	290
30	18	0.577	1	1	1	1	10.392	36	7.200	17.592	600	300
31	18	0.568	1	1	1	1	10.223	36	7.200	17.423	620	310
32	18	0.559	1	1	1	1	10.062	76	7.200	17.262	640	320
33	18	0.550	1	1	1	1	9.909	86	7.200	17.109	660	330
34	18	0.542	1	1	1	1	9.762	86	7.200	16.962	680	340

Tableau 4.1 : évaluation du CRR par l'essai SPT (partie 01).

r_d	$CRR_{7.5}$	CSR		F_s		C_σ	K_σ	F_s	
		a_{max}=0.2*g	a_{max}=0.3*g	M(0.2*g)=7.5	M(0.3*g)=7.5			M(0.2*g)=6	M(0.3*g)=6
0.954	0.417	0.248	0.372	1.683	1.122	0.144	1	2.978	1.985
0.946	0.354	0.246	0.369	1.437	0.958	0.135	1	2.544	1.696
0.939	0.139	0.244	0.366	0.568	0.378	0.078	1	1.005	0.670
0.931	0.136	0.242	0.363	0.560	0.373	0.077	1	0.991	0.661
0.907	0.133	0.236	0.354	0.564	0.376	0.076	1	0.999	0.666
0.880	0.178	0.229	0.343	0.778	0.518	0.091	0.991	1.365	0.910
0.854	0.183	0.222	0.333	0.827	0.551	0.092	0.983	1.438	0.959
0.827	0.179	0.215	0.322	0.833	0.556	0.091	0.976	1.440	0.960
0.800	0.093	0.208	0.312	0.445	0.297	0.084	0.972	0.766	0.511
0.774	0.184	0.201	0.302	0.915	0.610	0.100	0.959	1.553	1.035
0.747	0.204	0.194	0.291	1.051	0.700	0.099	0.954	1.773	1.182
0.720	0.151	0.187	0.281	0.807	0.538	0.082	0.957	1.367	0.911
0.693	0.142	0.180	0.270	0.788	0.525	0.079	0.954	1.330	0.887
0.667	0.141	0.173	0.260	0.811	0.541	0.078	0.950	1.363	0.909
0.640	0.139	0.166	0.250	0.836	0.558	0.078	0.946	1.401	0.934
0.613	0.165	0.159	0.239	1.034	0.690	0.086	0.936	1.713	1.142
0.587	0.163	0.153	0.229	1.069	0.712	0.086	0.932	1.763	1.176
0.560	0.129	0.146	0.218	0.889	0.593	0.075	0.938	1.476	0.984
0.552	0.216	0.144	0.215	1.502	1.001	0.133	0.883	2.348	1.565
0.544	0.211	0.141	0.212	1.489	0.992	0.131	0.880	2.318	1.545
0.536	0.156	0.139	0.209	1.123	0.749	0.084	0.920	1.828	1.219
0.528	0.155	0.137	0.206	1.130	0.753	0.083	0.917	1.834	1.223
0.520	0.185	0.135	0.203	1.366	0.911	0.093	0.904	2.187	1.458
0.512	0.183	0.133	0.200	1.373	0.915	0.092	0.902	2.192	1.461
0.504	0.187	0.131	0.197	1.429	0.953	0.094	0.897	2.269	1.513
0.500	0.185	0.130	0.195	1.426	0.951	0.093	0.895	2.259	1.506
0.500	0.184	0.130	0.195	1.413	0.942	0.092	0.892	2.232	1.488
0.500	0.182	0.130	0.195	1.400	0.933	0.092	0.890	2.206	1.471
0.500	0.180	0.130	0.195	1.388	0.925	0.091	0.888	2.182	1.454

Tableau 4.1 : évaluation du CRR par l'essai SPT (partie 02).

4.2. Essai CPT :

Z(m)	q_c (Kpa)	f (Kpa)	σ_v (KN/m^3)	σ'_v (KN/m^3)	R_f	r_d	q_{c1n}	$CRR_{7.5}$	CSR	
									$a_{max=0.2*g}$	$a_{max=0.3*g}$
2	200	23	40	20	11.500	0.985	44.721	0.467	0.256	0.384
3	420	40	60	30	9.524	0.977	76.681	0.261	0.254	0.381
4	600	55	80	40	9.167	0.969	94.868	0.246	0.252	0.378
5	1850	85	100	50	4.595	0.962	261.630	0.248	0.250	0.375
6	1200	100	120	60	8.333	0.954	154.919	0.236	0.248	0.372
7	1200	60	140	70	5.000	0.946	143.427	0.178	0.246	0.369
8	420	20	160	80	4.762	0.939	46.957	0.122	0.244	0.366
9	130	10	180	90	7.692	0.931	13.703	0.136	0.242	0.363
10	120	14	200	100	11.667	0.907	12.000	0.469	0.236	0.354
11	210	20	220	110	9.524	0.880	20.023	0.222	0.229	0.343
12	420	33	240	120	7.857	0.854	38.341	0.152	0.222	0.333
13	450	33	260	130	7.333	0.827	39.468	0.141	0.215	0.323
14	1600	65	280	140	4.063	0.800	135.225	0.150	0.208	0.312
15	900	60	300	150	6.667	0.774	73.485	0.147	0.201	0.302
16	1100	65	320	160	5.909	0.747	86.963	0.147	0.194	0.291
17	1010	80	340	170	7.921	0.720	77.463	0.170	0.187	0.281
18	800	75	360	180	9.375	0.693	59.628	0.228	0.180	0.270
19	1300	62	380	190	4.769	0.667	94.312	0.140	0.173	0.260
20	1020	55	400	200	5.392	0.640	72.125	0.135	0.166	0.250
21	1100	95	420	210	8.636	0.613	75.907	0.194	0.159	0.239
22	1100	130	440	220	11.818	0.587	74.162	0.522	0.153	0.229
23	8100	196	460	230	2.420	0.560	534.098	0.250	0.146	0.218
24	2010	150	480	240	7.463	0.552	129.745	0.180	0.144	0.215
25	6000	162	500	250	2.700	0.544	379.473	0.197	0.141	0.212
26	1010	81	520	260	8.020	0.536	62.638	0.164	0.139	0.209
27	1800	90	540	270	5.000	0.528	109.545	0.146	0.137	0.206
28	6000	165	560	280	2.750	0.52	358.569	0.188	0.135	0.203
29	6200	145	580	290	2.339	0.512	364.077	0.165	0.133	0.200
30	8000	170	600	300	2.125	0.504	461.880	0.189	0.131	0.197
31	3220	125	620	310	3.882	0.5	182.884	0.156	0.130	0.195

Tableau 4.2 : évaluation du CRR par l'essai CPT (partie 01).

F_s		C_σ	K_σ	F_s	
M(0.2*g)=7.5	M(0.3*g)=7.5			M(0.2*g)=6	M(0.2*g)=6
1.823	1.215	0.068	1.000	3.227	2.151
1.028	0.686	0.089	1.000	1.820	1.213
0.977	0.651	0.102	1.000	1.728	1.152
0.993	0.662	0.744	1.000	1.757	1.172
0.950	0.633	0.167	1.000	1.681	1.121
0.726	0.484	0.151	1.000	1.284	0.856
0.501	0.334	0.069	1.000	0.887	0.592
0.563	0.375	0.048	1.000	0.997	0.664
1.989	1.326	0.047	1.000	3.521	2.347
0.968	0.645	0.052	0.995	1.705	1.137
0.685	0.457	0.064	0.988	1.198	0.799
0.656	0.437	0.065	0.983	1.141	0.760
0.722	0.481	0.141	0.953	1.218	0.812
0.733	0.489	0.086	0.965	1.252	0.835
0.759	0.506	0.096	0.955	1.282	0.855
0.911	0.607	0.089	0.953	1.535	1.024
1.266	0.844	0.077	0.955	2.140	1.427
0.806	0.537	0.102	0.935	1.333	0.889
0.814	0.542	0.085	0.941	1.355	0.903
1.216	0.810	0.088	0.935	2.011	1.341
3.418	2.279	0.087	0.932	5.636	3.757
1.720	1.147	-0.164	1.000	3.045	2.030
1.253	0.835	0.135	0.882	1.955	1.304
1.395	0.930	-0.423	1.000	2.470	1.647
1.178	0.785	0.079	0.924	1.927	1.285
1.062	0.708	0.115	0.886	1.665	1.110
1.389	0.926	-0.563	1.000	2.458	1.639
1.238	0.826	-0.517	1.000	2.192	1.461
1.443	0.962	-0.223	1.000	2.554	1.703
1.199	0.800	0.218	0.753	1.599	1.066

Tableau 4.2 : évaluation du CRR par l'essai CPT (partie 02).

4.3. Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement:

Z(m)	V_s (m/s)	σ_v (KN/m^3)	σ'_v (KN/m^3)	FC (%)	V_{s1} (m/s)	V_{s1}* (m/s)	r_d	$CRR_{7.5}$	CSR	
									a_{max}=0.2*g	a_{max}=0.3*g
1	370	20	10	40	657.963	200	0.992	0.932	0.258	0.387
2	370	40	20	40	553.279	200	0.985	0.652	0.256	0.384
3	370	60	30	96	499.944	200	0.977	0.527	0.254	0.381
4	370	80	40	96	465.250	200	0.969	0.452	0.252	0.378
5	476	100	50	80	566.063	200	0.962	0.683	0.250	0.375
6	476	120	60	80	540.840	200	0.954	0.621	0.248	0.372
7	476	140	70	50	520.394	200	0.946	0.573	0.246	0.369
8	476	160	80	60	503.309	200	0.939	0.534	0.244	0.366
9	476	180	90	0	488.704	215	0.931	0.502	0.242	0.363
10	394	200	100	26	394.000	204.5	0.907	0.313	0.236	0.354
11	394	220	110	38	384.723	200	0.880	0.296	0.229	0.343
12	394	240	120	38	376.444	200	0.854	0.282	0.222	0.333
13	394	260	130	92	368.986	200	0.827	0.269	0.215	0.322
14	394	280	140	92	362.213	200	0.800	0.257	0.208	0.312
15	394	300	150	92	356.019	200	0.774	0.247	0.201	0.302
16	394	320	160	86	350.321	200	0.747	0.237	0.194	0.291
17	394	340	170	86	345.052	200	0.720	0.229	0.187	0.281
18	394	360	180	54	340.156	200	0.693	0.221	0.180	0.270
19	333	380	190	0	283.632	215	0.667	0.123	0.173	0.260
20	333	400	200	0	280.019	215	0.640	0.116	0.166	0.250
21	333	420	210	80	276.624	200	0.613	0.118	0.159	0.239
22	333	440	220	60	273.425	200	0.587	0.112	0.153	0.229
23	333	460	230	60	270.403	200	0.560	0.107	0.146	0.218
24	333	480	240	60	267.542	200	0.552	0.102	0.144	0.215
25	333	500	250	36	264.825	200	0.544	0.097	0.141	0.212

Tableau 4.3 : Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement (partie01).

F_s		K_σ	F_s	
M(0.2*g)=7.5	M(0.3*g)=7.5		M(0.2*g)=6	M(0.3*g)=6
3.613	2.409	0.866	5.539	3.692
2.545	1.697	1.000	4.504	3.003
2.073	1.382	1.000	3.669	2.446
1.792	1.195	1.000	3.172	2.115
2.733	1.822	1.000	4.837	3.224
2.505	1.670	1.000	4.433	2.955
2.329	1.552	1.000	4.122	2.748
2.188	1.459	1.000	3.873	2.582
2.074	1.383	1.000	3.671	2.448
1.328	0.885	1.000	2.350	1.566
1.295	0.864	0.995	2.281	1.521
1.270	0.847	0.988	2.221	1.481
1.251	0.834	0.983	2.177	1.451
1.237	0.825	0.953	2.087	1.391
1.228	0.818	0.965	2.097	1.398
1.222	0.815	0.955	2.066	1.378
1.221	0.814	0.953	2.060	1.373
1.223	0.816	0.955	2.068	1.379
0.711	0.474	0.935	1.176	0.784
0.700	0.466	0.941	1.165	0.777
0.739	0.493	0.935	1.223	0.815
0.737	0.491	0.932	1.215	0.810
0.736	0.490	1.000	1.302	0.868
0.711	0.474	0.882	1.110	0.740
0.686	0.458	1.000	1.215	0.810

Tableau 4.3 : Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement (partie02).

5. représentation des résultats dans des graphes et interprétation :

5.1.1. Représentation des résultats de l'essai SPT :

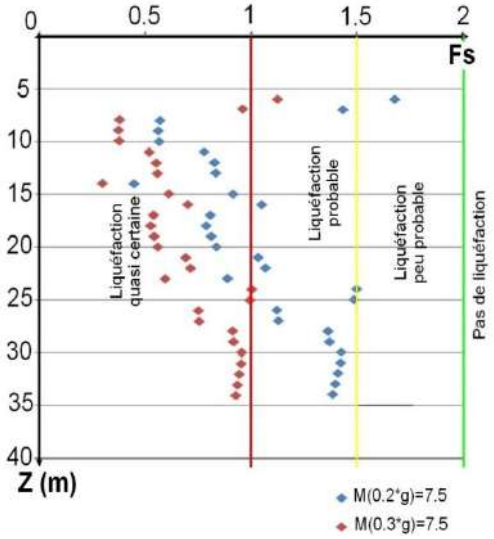


Figure 5.1.1.a : la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 7.5

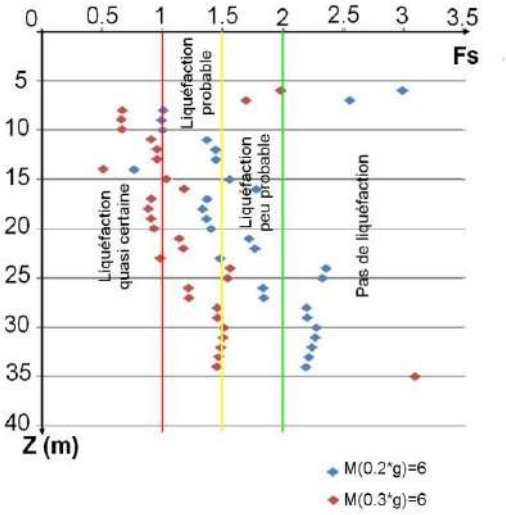


Figure 5.1.1.b : la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 6

5.1.2. Représentation des résultats de l'essai CPT :

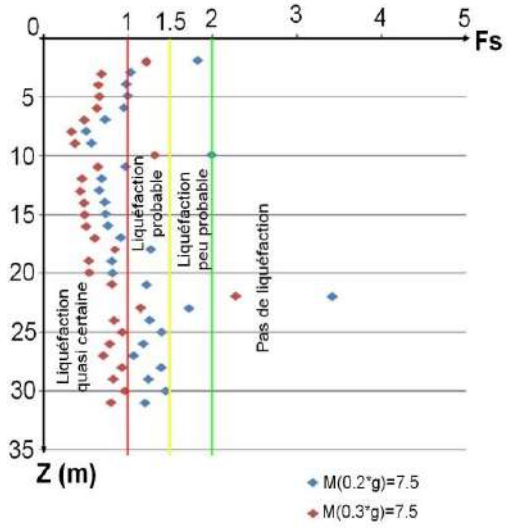


Figure 5.1.2.a : la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 7.5

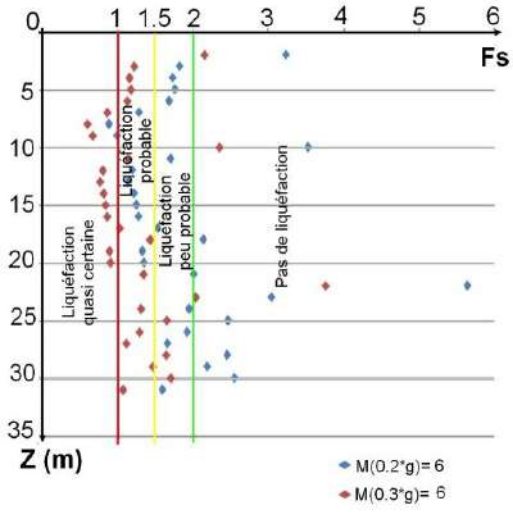


Figure 5.1.2.b : la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 6

5.1.3. Représentation des résultats obtenus à partir des méthodes de mesure de vitesse de cisaillement :

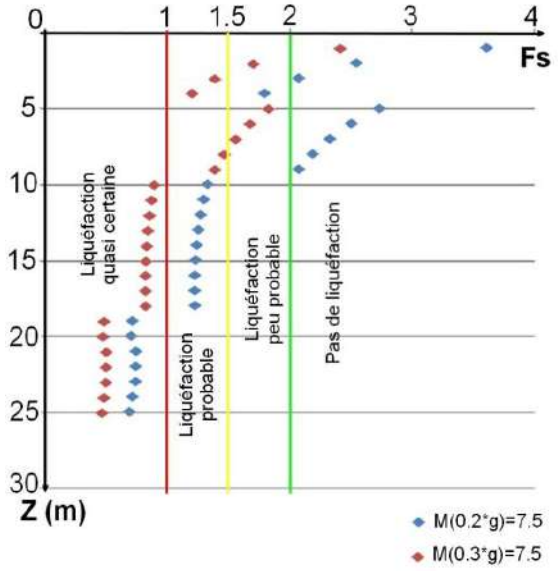


Figure 5.1.3.a : la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 7.5

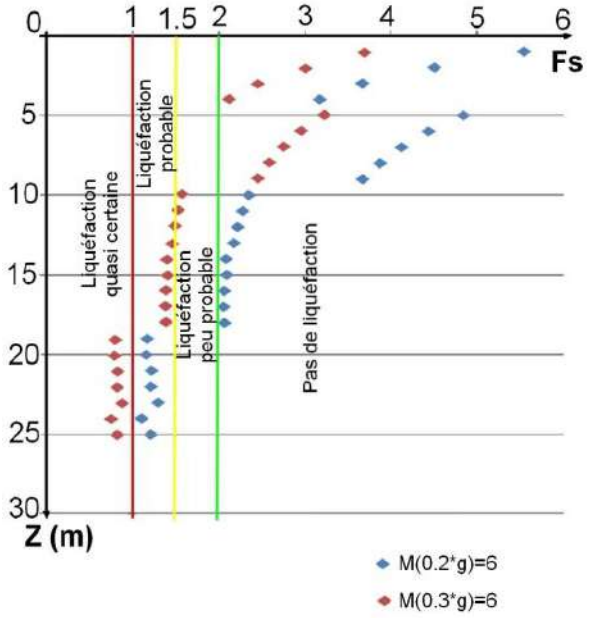


Figure 5.1.3.b : la représentation de facteur de sécurité (FS) par rapport à la profondeur(Z) pour la magnitude de 6

5.2. Interprétation des résultats :

À travers Graphique des coefficients de sécurité pour les différents essais d'évaluation potentiel de liquéfaction en site de Bejaïa peut être observé ce qui suit:

Sur les 30 premier mètre du profondeur que le risque de liquéfaction est quasi certaine par une magnitude de l'ordre de 7.5.

Pour les couches vases et sable vaseux sur les 30 premier mètre de profondeur est probable pour une magnitude de 6 tandis que pour des magnitudes inferieur à 5 le risque de liquéfaction est peu probable à pas de risque.

6. Modélisation numérique par logiciel FLAC 2d :

Une modélisation numérique du comportement de notre structure de sol est exécutée avec le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), développé par la société Itasca Consulting Group Inc [40].

Le logiciel FLAC, basé sur la méthode des différences finies, a été utilisé pour réaliser les simulations numériques dans le cadre de ce travail de recherche. Ce logiciel est destiné spécifiquement pour les études géotechniques et d'exploitation des mines. En comparaison avec les autres logiciels sur le marché (Plaxis, Geo5,…), FLAC est plus difficile à manipuler car il est piloté par des commandes de base, chacune réalisant une tâche particulière. L'interface graphique qui devrait permettre d'utiliser le logiciel de manière plus facile et interactive est toujours en cours de développement. Cette fonctionnalité est encore limitée notamment pour des modèles complexes ou de grandes tailles. Donc, pour utiliser le logiciel de manière la plus efficace possible, il est préférable d'écrire des fichiers de script qui contiennent la suite de commandes souhaitées. Par contre, le point fort de ce logiciel est qu'il offre la possibilité de contrôler de manière libre tous les caractéristiques souhaitées du modèle ainsi que le comportement du modèle en détail.

Les analyses sous sollicitations dynamiques peuvent être effectuées en utilisant soit un signal sismique artificiel prédéfini, sous forme d'une fonction continue (signal sinusoïdal, signal de Ricker,…), soit un signal sismique réel sous forme d'un tableau de valeurs enregistrées au cours d'un séisme. De plus, le logiciel contient un langage de programmation (FISH) interne qui est un outil puissant pour aider les utilisateurs dans les étapes de la construction du modèle, et permet des calculs à partir de scénarios préprogrammés [41].

6.1. Méthode des différences finies explicite :

La méthode des différences finies est une méthode simple (plus ancienne par rapport à la méthode des éléments finis) pour résoudre des équations différentielles. Chaque dérivée est remplacée par une expression algébrique écrite en termes des variables intervenant dans le système d'équations à des endroits discrets dans l'espace. Les dérivées sont estimées par les différences finies en supposant une variation linéaire sur des intervalles de temps et de distances finis, d'où le nom de la méthode[40].

Les principales étapes du calcul sont illustrées dans la figure suivant :

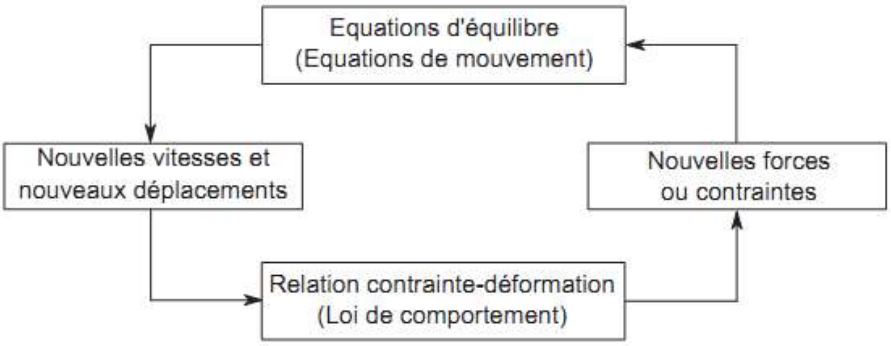


Figure. : Cycle de calcul explicite

6.2. Analyse lagrangienne :

Pour la méthode lagrangienne, les positions des nœuds du maillage dans l'espace correspondent à des particules du milieu et sont référencées par rapport à une configuration initiale. En mode grandes déformations, les coordonnées des nœuds sont réactualisées à chaque pas de temps et le maillage se déforme avec le milieu modélisé. Ceci est opposé à la formulation dite eulérienne où le matériau se déplace et se déforme par rapport à un maillage fixe[40].

6.3. Calcul en dynamique :

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

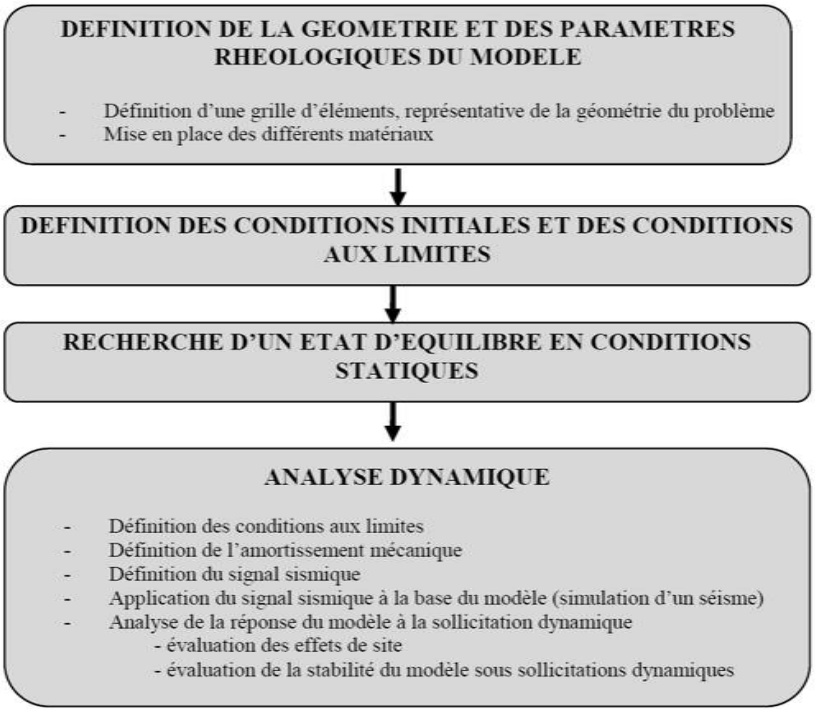


figure : les différentes étapes d'un calcul dynamique avec logiciel FLAC[42].

6.4. Application de FLAC :

Ci-dessous sont utilisés :

- Facteur de sécurité
- Probabilité de défaillance
- La stabilité et l'amélioration au sol
- Support de tunnel et la conception
- L'analyse dynamique
- Évaluation du potentiel de liquéfaction
- Écoulement des eaux souterraines…[46].

6.5. Finn modèle :

Selon FLAC manuel d'orientation, il existe plusieurs modèles de comportement qui facilitent le comportement du sol sous des charges statiques et dynamiques. Calcul de la pression de l'eau interstitielle en excès dans la masse du sol en raison de la charge dynamique est le principal facteur dans le processus de modélisation du phénomène de liquéfaction. FLAC a un modèle constitutif appelé modèle Finn qui équations représenté par Martin et al. (1975) et Byrne (1991) dans le modèle standard de la plasticité de Mohr-Coulomb. En utilisant ce modèle, il est possible de calculer pore génération de pression d'eau en calculant les souches volumétriques irrécupérables lors de l'analyse dynamique.

Le rapport de vide dans ce modèle est censé être constant, il peut aussi être calculée en fonction de la déformation volumétrique et d'autres paramètres peuvent être définis par le rapport de vide (B.R. Khatibi et al, 2012).

Martin et al. (1975) décrit d'abord l'effet de charge cyclique sur l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle à la suite de la contraction du volume irrécupérables dans la masse du sol. Dans ces situations, car la matrice de grains et de vides est rempli par l'eau, la pression de l'eau augmente de pores [43].

Martin et al. (1975) ont proposé l'équation suivante incrémental pour les sables sous condition simple cisaillement de chargement:

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1.(\gamma - C_2.\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3.\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4.\varepsilon_{vd}}$$

Où;

$\Delta\varepsilon_{vd}$: Incrément de déformation volumétrique pour cent par chaque cycle de déformation de cisaillement.

ε_{vd}: Déformation volumétrique accumulé des cycles précédents en pour cent.

γ: Amplitude de la déformation de cisaillement en pour cent pour le cycle en question.

C_1, C_2, C_3, C_4: les constantes du modèle dépendent de la densité relative du sable.

Byrne (1991) a proposé un modèle de changement de volume modifié et simple avec deux paramètres d'étalonnage. L'équation régissant a été exprimée comme suit:

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1.exp\left(-C_2.\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right)$$

Où;
C_1 et C_2 sont des constantes modèle.

Byrne (1991) a recommandé une équation de corrélation afin d'obtenir la constante de modèle C_1 en terme de sable densité relative, D_r comme:

$$C_1 = 7600(D_r)^{-2.5}$$

Où ;

$D_r = 15\sqrt{(N_1)_{60}}$

$(N_1)_{60}$: la valeur corrigée de SPT-N

C_1 et C_2 contrôler la quantité de changements de volume et de la forme des changements de volume cumulés par rapport au nombre de cycles, respectivement. Etant donné que la forme de la variation du volume cumulé avec le nombre de cycles est la même pour toutes les densités, les paramètres C_2 est une fraction constante de C_1 pour toutes les densités relatives et peut être prescrit en tant que[44]:

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1}$$

6.7. Procédé de modélisation en FLAC:

- créer des modèles (par exemple, générer des grilles, spécifie la limite et les conditions initiales, définissent les propriétés de comportement et matérielles constitutives);
- effectuer des modifications du modèle (par exemple, creuser des matériaux ou de modifier les conditions aux limites);
- effectuer des modifications du modèle (par exemple, excaver des matériaux ou de modifier les conditions aux limites);
- atteindre un état de solution (soit une condition d'équilibre statique ou un état d'échec);
- examiner la réponse du modèle (via sortie tracée et imprimé);
- utiliser la puissance de FISH pour contrôler et manipuler un modèle FLAC [45].

7. Modélisation numérique du site Bejaïa :

Ce cas de silo 80000t est modélisé en deux dimensions. Le terrain est considéré comme étant constitué d'une différente couche de matériau. Pour l'évaluation potentielle de liquéfaction du sol, l'hypothèse de déformation plane est adoptée. Le comportement mécanique des matériaux suit le model finn avec les propriétés mentionnées dans le tableau au-dessous.

	Profondeur (m)	Densité (kg/m^3)	Cohésion (pa)	Angle de frottement (°)	n porosité	K bulk (Mpa)	G Shear (Mpa)
Sable Vaseux	0-6	2000	25000	6.3	0.35	518	413
Vases	6-12	2000	25000	6.3	0.36	6000	301
Sable fin vaseux	12-29	2000	0	17	0.33	4001	224
Sable fin vaseux	29-37	2000	0	17	0.33	3204	452
marne	>37	2000	24000	19	0.40	3612.80	224

Tableau 7.a: Données géotechniques des couches de sols.

Le tableau suivant : présent les valeurs maximales de l'accélération, fréquence du séisme, et La Durée totale du séisme.

Accélération maximale (m/s^2)	Fréquence (Hz)	Durée totale (s)
a_{max}=0,2.g	F=5.0	t=30

Tableau 7.b : Les valeurs d'entrée

Pour le calcul de la réponse dynamique, le profil du sol de 180 m de longueur et 40 m de hauteur. Le maillage utilisé pour les calculs est présenté sur la figure7.1, et Les différentes couches de site exposé dans La figure7.2.

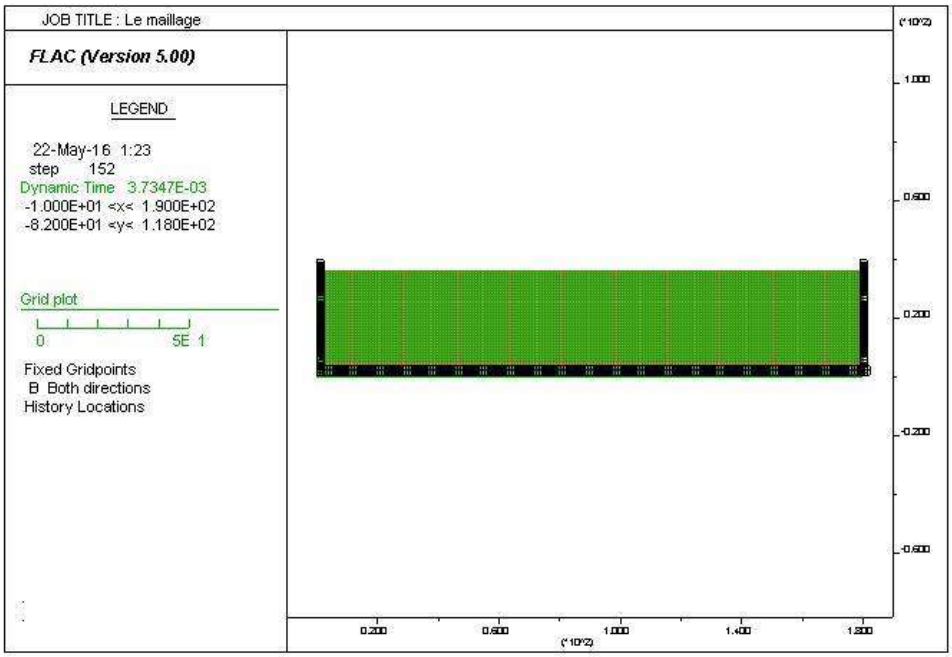


Figure 7.1 : Le maillage adopté pour la modélisation des profiles de sol à analyser.

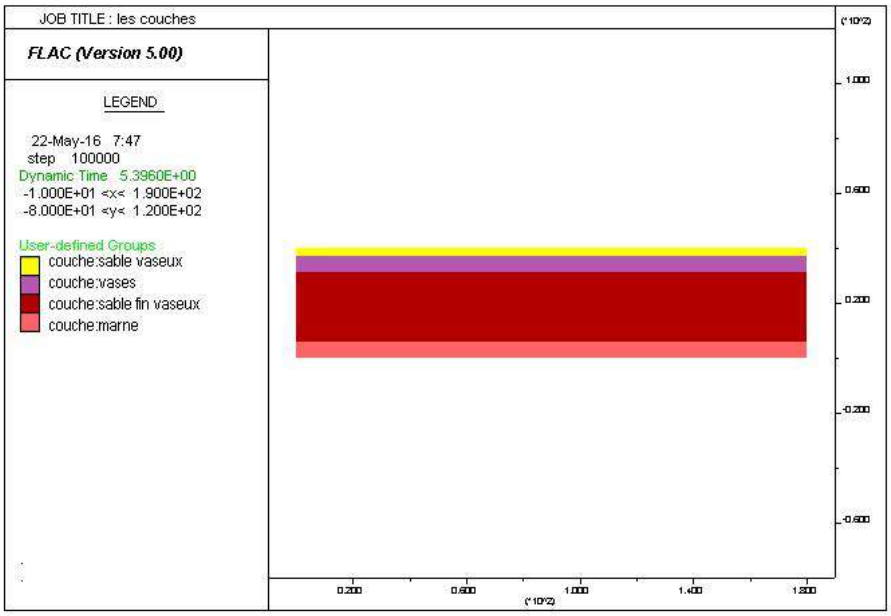


Figure 7.2 : Les couches des profiles de sol à analyser.

Les figures suivantes sont exposées les résultats obtenus dans une variation des contraintes effectives et des pressions interstitielles et de tassement pour chaque couche donnée le profil de sol.

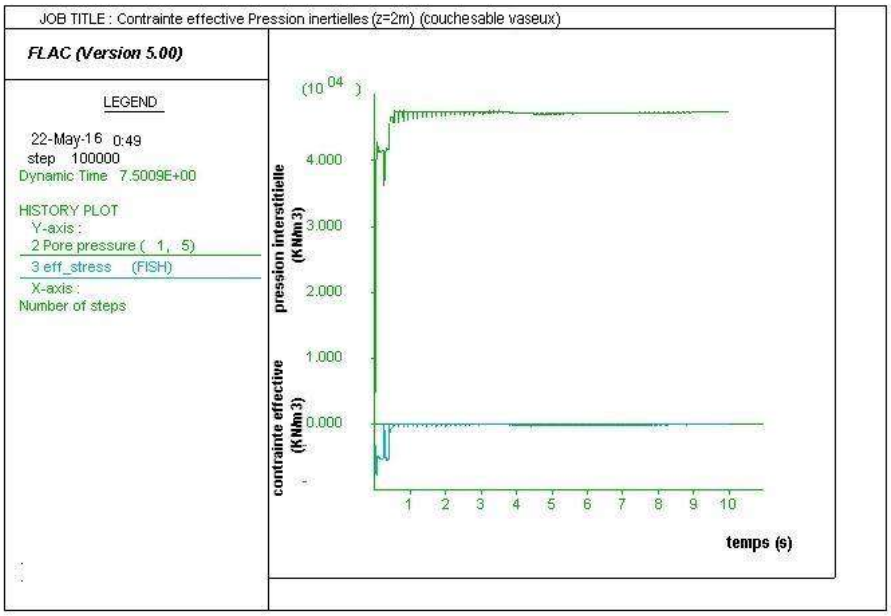


figure 7.3: Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de sable vaseux (entre 0.00 et 6.00 m de profondeur)

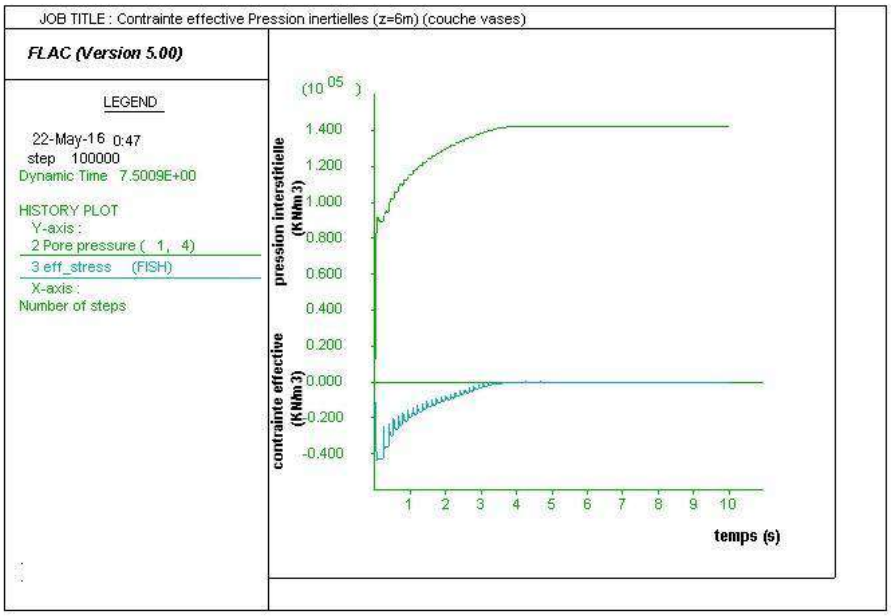


figure 7.4: Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de vases (entre 6.00 et 12.00 m de profondeur)

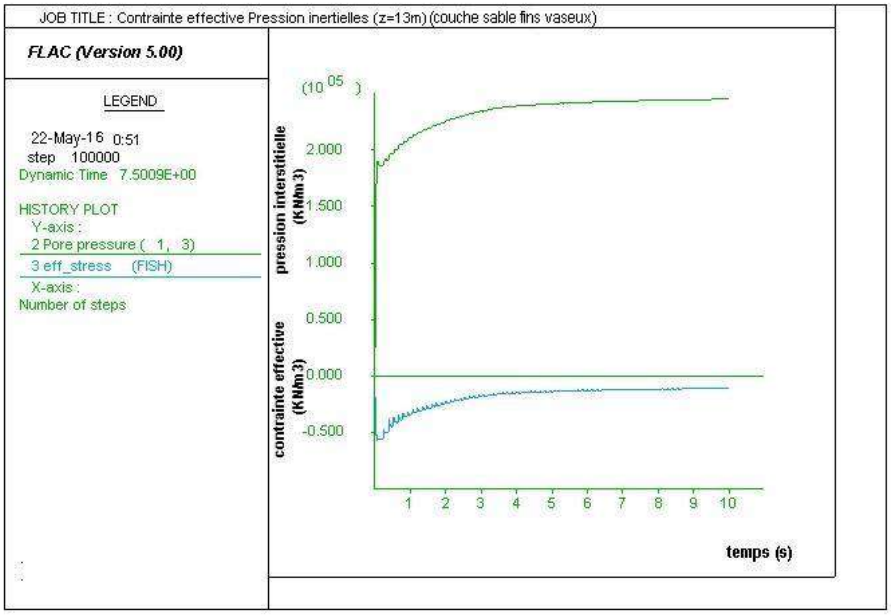


figure 7.5: Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de sable fins vaseux (entre 12.00 et 18.00 m de profondeur)

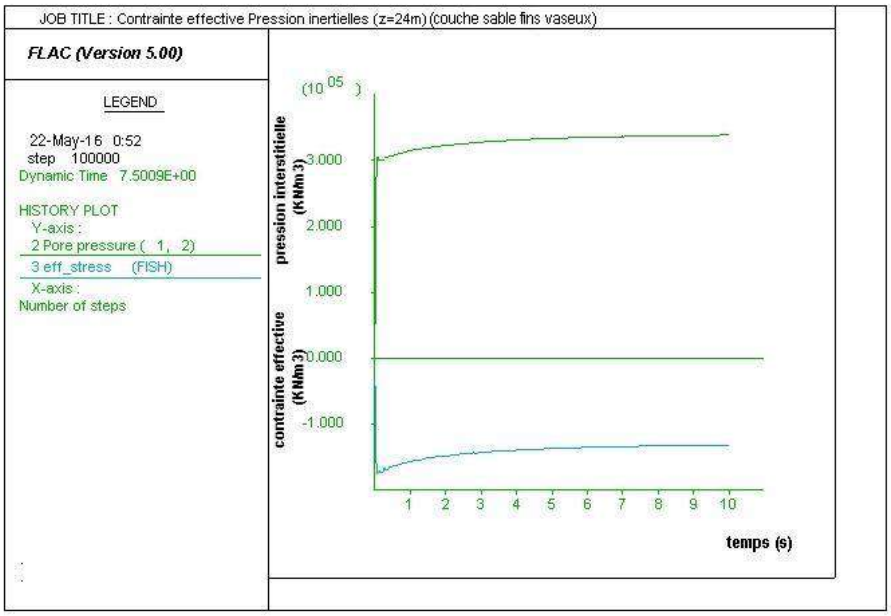


figure 7.6: Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de sable fins vaseux (entre 18.00 et 30.00 m de profondeur)

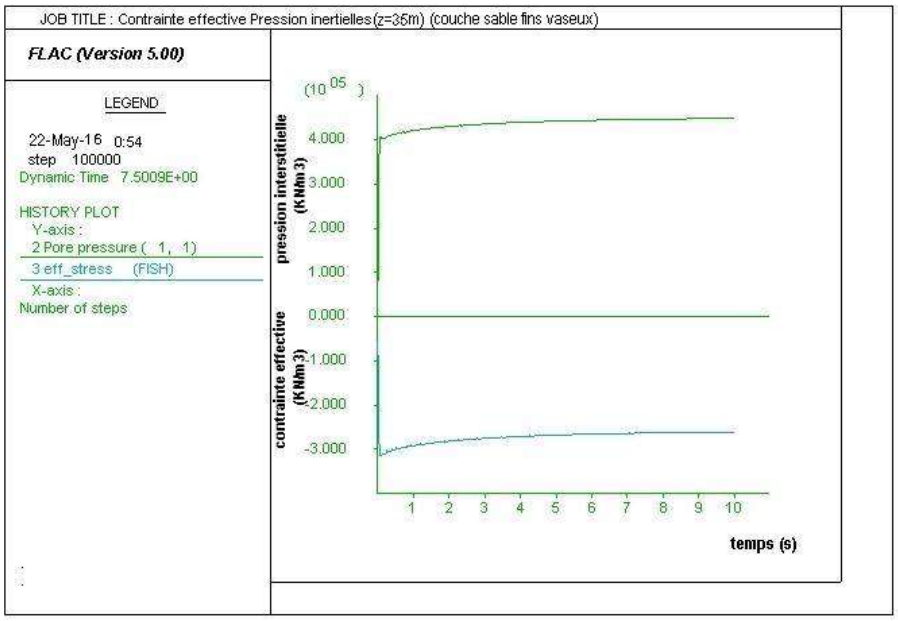


figure 7.8: Courbes de pression interstitielle et de la contrainte effective pour la couche de fins vaseux (entre 30.00 et 37.00 m de profondeur)

Ce qui suit la figure de Courbe de tassement totale:

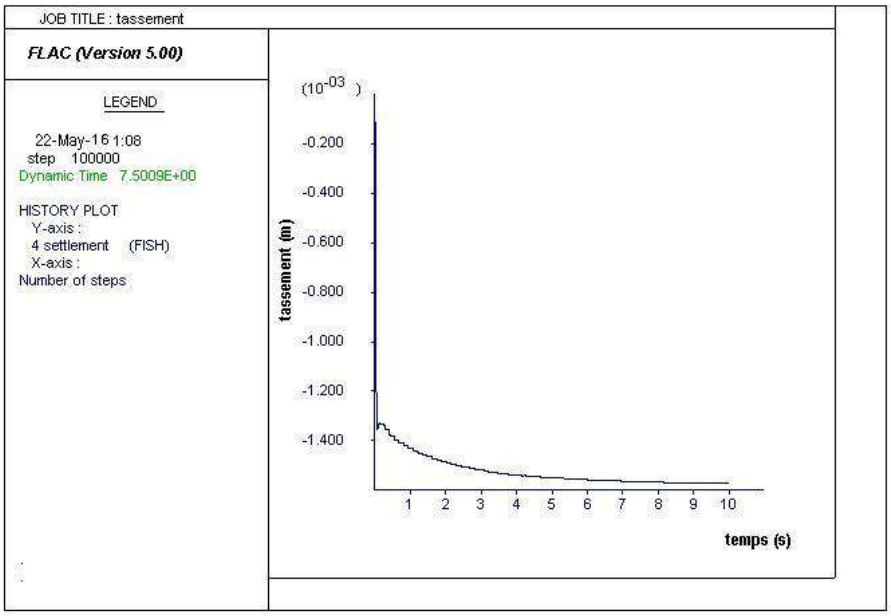


figure 7.9: Courbe de tassement totale.

Le figure suivant est présenté le déplacement vertical du chaque couche donné le profil de sol.

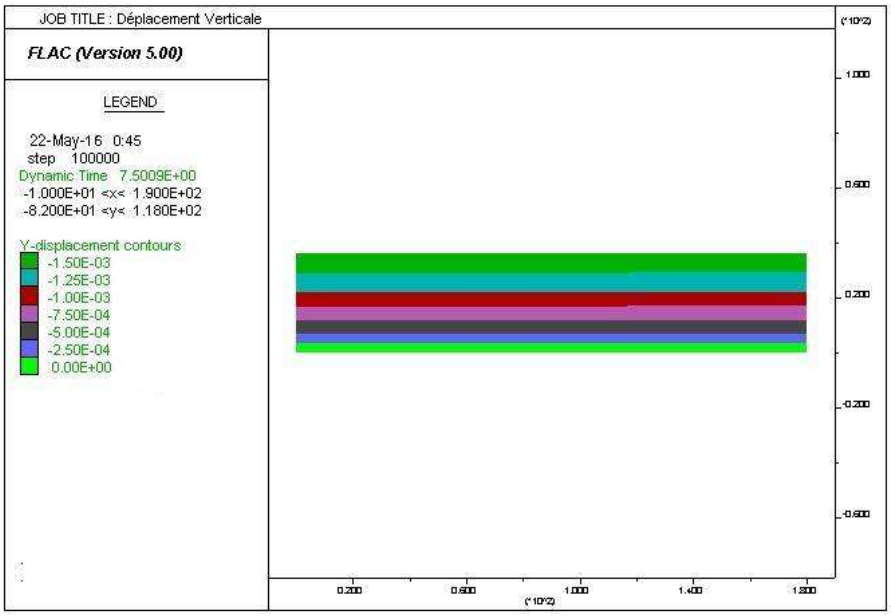


Figure 7.10 : le déplacement vertical

8. Interprétation des résultats de la modélisation numérique:

Après la modélisation numérique du site de Bejaïa dans logicielle FLAC et à travers les courbes représentées dans l'évolution de contraint effective et la pression interstitielle des différentes couches du site par rapport le temps, il peut noter les points suivants :

-Dans la couche de vases et sable vaseux la contrainte effective diminue jusqu'à zéro. Tandis que Le pression interstitielle augmente avec le temps.

-Dans la couche d'après 30 premier mètre du profondeur on observe, que chaque fois que la profondeur augmente, la contrainte effective augmente.

Ainsi, ces données confirment ce que nous avons dit dans les calculs précédents qui montrent le site exposé à la liquéfaction en couche de sable et de vases.

9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé les coefficients de sécurité avec plusieurs méthodes pour les différents essais (SPT, CPT, Vs), puis nous avons abordé la modélisation numérique par un logiciel FLAC.

Enfin le site présent le risque de liquéfaction pour des magnitudes supérieur à 5.0 et pour des accélérations de l'onde 0.2g à0.3g pour les couches constitues de vases et sable fins vaseux des puis les résultats analytique à partir des plusieurs méthodes, ses résultent sont confirmé par l'analyse numérique sons le code de calcul du logiciel FLAC 2d.

CONCLUSION GENERALE

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et complexes de la dynamique des sols.et cette phénomène se produit sous l'effet des chargements cycliques (les séismes, les vibrations des machines, les vagues…..etc.) ou par des chargements monotones.

La liquéfaction dépendent par plusieurs paramètres, soit les paramètres intrinsèques des sols (Type de sol, La taille et La forme des particules et La densité relative de sol….) ou les paramètres de chargement extérieur (L'intensité et la durée de tremblement de terre)

La liquéfaction est un phénomène qui engendre beaucoup de dégâts, tel que , des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages en Niigata, au Japon (1964), renversement du mur de port et endommagement des ponts en Kobé (1995), conformation des volcans de sable en Christchurch, Nouvelle Zélande (2011)…..

Après, Seed et Idriss (1971) ont développé une méthode simplifiée basée sur les essais in-situ ou/et laboratoires pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction. Par la suite, cette méthode a subi plusieurs modifications ou améliorations. Actuellement, l'étude de la liquéfaction s'est développée pour devenir un domaine de recherche à part entière.

Ces méthodes nous mènent au calcul de coefficient de sécurité (FS) qui lui aussi dépond des quantités CSR et CRR.

Après, l'analyse les résultats des données géotechniques du projet de réalisation d'un silo de sucre a Bejaïa par les calculs et modélisation numérique sous le code de calcul du logiciel FLAC 2d nous avons remarqué que l'exposition du site de liquéfaction dans les premier mètre du profondeur par des magnitudes supérieur à 5.

Référence bibliographique :

[1]PEPIN, Nicolas, '' *étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique''*, mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées, département des génies civil, géologique et des mines école polytechnique de Montréal, 2010.

[2] KEVIN, SIMONEAU,'' *analyse non-lineaire du comportement dynamique des sols granulaires lâches'',* Mémoire présenté :à la Faculté des études supérieures et postdoctorales de l'Université Laval dans le cadre du programme de maîtrise en génie civil pour l'obtention du grade de Maître es sciences (M.Sc.), 2012.

[3]PONCELET, Nicolas, '' *élaboration et implémentation d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus miniers''*, mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées, département des génies civil, géologique et des mines école polytechnique de Montréal, 2012.

[4]Said TAIBI, El-Hafid TABET AOUL,(2006)'' *risques sismiques : liquéfaction du sous-sol d'un terminal portuaire en site urbain* '', Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur- Lyon.

[5]Rapport du groupe de travail, "*barrages et séismes*" , version définitive ,ministère de l'écologie du développement durable et de l'énergie , France ,octobre 2014.

[6]CABALLERO Fernando Lopez,'' *introduction `a la dynamique des sols'',* Laboratoire MSS-Mat Ecole Centrale, Paris, 18 novembre 2010.

[7]G. BAMBARA, N. BENAHMED, P. MERIAUX, O. BELLIER. ''*Première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydrauliques en remblai existants ou projetés en basse vallée du Rhône.*'' 2eme colloque national - Digues 2013 - Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions, Jun 2013, Aix-en-Provence, France. pp.324-331, 2013.

[8]Vijay KUMAR, KUMAR Venkatesh, Yeetendra KUMAR,(2012)'' *Approaches for Estimating Liquefaction Potential of Soils*'', International Journal of Structural and Civil Engineering, Vol.1, ISSN : 2277-7032. Issue 2.

[9]HADI Shahir, BAHAREH Mohammadi-Haji,(2014),'' *Evaluation of Semi-Empirical Methods For Prediction of Liquefaction With Numerical Modeling* '',EJGE, Vol. 19,pp.5828-5847.

[10]SABIH Ahmad, M.Z.KHAN, Abdullah Anwar ,SYED Mohamed. ASHRAF Husain,(2015),'' *Assessment of Liquefaction Potential of Cohesion less Soil by Semi-Empirical: SPT- Based Procedure"*, IRD India, Vol.3,ISSN (Online)pp. 2347 - 2812, Issue - 10.

[11]Ross W. BOULANGER, I. M. IDRISS,'' *evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays",* Center for Geotechnical Modeling Department of Civil & Environmental Engineering University of California Davis, California, 2004.

[12]P. KOESTER, M. K. SHARP, M. E. HYNES,'' *Technical Bases for Regulatory Guide for Soil Liquefaction*'', U.S. Nuclear Regulatory Commission Office of Nuclear Regulatory Research Washington, DC 20555-0001,2000.

[13]Mugh AKIN ,Tamer TOPAL, "*Assessment Of SPT-Based Liquefaction Potential Of Erbaa (Tokat), Turkey",* International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri University of Science and Technology Scholars' Mine, Turkey ,2008.

[14]K. ARULMOLI, J.I. BAEZ, T.F. BLAKE, J. EARNEST, F. GHARIB, J. GOLDHAMMER, D. HSU,S. KUPFERMAN, J. O'TOUSA, C.R. REAL, W. REEDER, E. SIMANTOB, AND T.L. YOUD,'' *recommended procedures for implementation of DMG special publication 117 guidelines for analyzing and mitigating liquefaction in California",* Organized through the Southern California Earthquake Center University of Southern California,1999.

[15]Luc LEPETIT,*''Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction*'', Engineering Sciences, Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2002, French.

[16]PRATHIMA Alla(2009),'' DYNAMIC BEHAVIOR OF UNSATURATED SOILS'' submitted to the Graduate Faculty of the Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College In partial fulfillment of the Requirements for the degree of Master of Science in Civil Engineering, The Department of Civil and Environmental Engineering, Jawaharlal Nehru Technological University, India, 2007.

[17]I. VALVERDE-PALACIOS, VALVERDE-ESPINOSA, F. VIDAL, J. CHACON , C. IRIGARAY,'' *Spatial variability of liquefaction susceptibility in the Metropolitan area of Granada"*,15WCEE LISBOA,2012.

[18]Amrita BISWAS, ADITYA NARAYAN Naik,'' *Study on liquefaction of soil*'', a project report submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of bachelor of technology in civil engineering, Department of Civil Engineering National Institute of Technology Rourkela ,2010.

[19]RONALD D. ANDRUS, Paramananthan Piratheepan,Brian S. Ellis,Jianfeng Zhang, C. Hsein Juang'' *Comparing Liquefaction Evaluation Methods Using Penetration-VS Relationships*'', Department of Civil Engineering, Clemson University,2003

[20]N. TOUIL, A. KHAMLICHI,A. JABBOURI, M. BEZZAZI,'' *adaptation d'une approche de type contraintes pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols dans la région de Tanger* '', 9ème Congrès de Mécanique, FS Semlalia, Marrakech ,2000

[21]Med. R. EL OUNI, Ikram GUETTAYA, Olivier PLE,*''évaluation du risque de liquéfaction de la fondation d'un barrage en terre a partir d'essais in situ''*,Revue française de Géotechnique, 2013, pp.31

[22]A. WIGHTMAN, John SHERSTOBITOFF,*'' Evaluation and Mitigation of Liquefaction Hazard for Engineering Practice'',* Utah Chapter EERI Short Course, University of British Columbia, Vancouver, Canada,2014.

[23] Bertrand DUMOLARD, Laure MARCHAND, Alexandre LESAGE, Gérald GERBAUD,'' *le dilatometre sismique sdmt : un essai in situ moderne et innovant :the seismic dilatometer. a modern and innovative in situ test''*, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010 ,Grenoble,2010.

[24]Antonio FERRARO, Salvatore GRASSO, Maria ROSSELLA MASSIMINO(2015),*'' Site Response Analysis and Liquefaction Hazard Evaluation in theCatania Harbour (Italy)''*La 3e Conférence internationale sur la Dilatomètre Flat, A Rome, Volume:. Marchetti, Monaco & Viana da Fonseca (eds) - ISBN 979-12-200-0116-8, pp 317-324.

[25]PAI-HSIANG Tsai, DER-HER Lee Gordon, TUNG-CHIN Kung, C. HSEIN JUANG,(2009),*'' Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils'',* Contents lists available at Science Direct :Engineering Geology,vol.103,pp.13-22.

[26]JUNGANG Liu,(2012)'' *liquefaction resistant on Monterey no.0/30 sand''*, B.S., This thesis for the Master of Science Degree ,Wuhan University of Technology, China, 2007,

[27]ALAIN,packer,(1984),*" dynamique des sols :chapitre IV :Mesure des caractéristiques dynamique des sols"*, pressess de l'école nationale des ponts et chaussées, ISBN 2-85978-072-6.

[28]mesures expertises instrumentation informatique ,'' essais cross-hole et down-hole up-hole'', 2 avenue de la Cerisaie, BP305, F- 94266 FRESNES, Site Web : www.me2i.fr.

[29] DEBOJIT Sarker,Mehedi Ahmed ANSARY,*" Assessment of Liquefaction Potential Index for Approach Road of Padma Multipurpose Bridge",* IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE) e-ISSN: 2278-1684,p-ISSN: 2320-334X, Volume 12, Issue 2 Ver. VI ,(Mar - Apr. 2015), PP 132-138.

[30] Ronald D. Andrus, Kenneth H. Stokoe II,(2000),*" liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity",* journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,pp.1015-1025

[31] Carlos, ANDRÉS CONTRERAS ROMERO,*" comportement dynamique du sol pulvérulent « résidus miniers »"*, mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées, département des génies civil, géologique et de mines école polytechnique de Montréal,2013.

[32] ZIGHMI Imène-Bassma,*"Etude numérique de l'influence des paramètres géotechnique sur le comportement des sols renforcé par colonnes ballastées"*, Mémoire de magister de l'université Moloud Maameri, Tizi Ouzou.

[33] Dupla Jean-Claude, (1995), *''Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique a l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable",* Mécaniques. *Hal*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

[34] MATHILDE Vernay, MATHILDE Morvan, PIERRE Breul,(2015), *''Etude du comportement des sols non saturés à la liquéfaction"*. *Hal*. Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France.

[35] VIET ANH, Pham,(2013), *''Effets de la pression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D/ 3 composantes"*. *Hal*, Université Paris-Est, Français.

[36] BAHDA, Fatiha,(1997), *''Etude du comportement du sable a l'appareil triaxial. Expérience et modélisation Mécaniques"*, Hal, Mechanics. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, French.

[37] PLUMIER, André & DEGEE, Hervé. ‘’*Constructions parasismique dans le contexte de l’Eurocode 8 : les séismes”*, Université de liége, 2011.

[38] BOUAFIA, Ali (2010),*”introduction a la dynamique des sols : tome II :calcul dynamique des ouvrages géotchniques,”,*département de génie civil faculté des science de l’ingénieur , universités sâad Dahleb, Blida, Ed :2.03.5108,I.S.B.N :978.9961.0.1347.2.

[39] BRAHIM Richa. Etude au triaxial dynamique de la liquéfaction des sols renforces par géotextiles. *Hal*, Université Joseph-Fourier - Grenoble 1, 1992.vol .200, p. 3-10.

[40] Xiangwei Zhang, ‘’*Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses”*. , Université de Grenoble, 2011. Français.

[41] Hieu Toan Nguyen, ‘’*Evaluation des effets de site topographiques dans les pentes soumises a des sollicitations dynamiques par simulations numériques”*, Géologie appliquée. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2015. Français.

[42] jean-Alain FLEURISSON,(2005),*"Effets de site et mouvements de versant en zones sismiques: apport de la modélisation numérique"*,thèse pour obtenir le grade de docteur de l'école des mines de paris , paris, français.

[43] Abbas Daftari,(2015),’’ *New Approach in Prediction of Soil Liquefaction”* ,THESIS :to attain the academic degree of Doktor-Ingenieur, To the Faculty of Geosciences, Geo-Engineering and Mining of the Technische University Bergakademie Freiberg,

[44]Sara Nabili, Yaser Jafarian, Mohammad H. Baziar,(2008),*” evaluation of the martin et al. (1975) pore pressure build up model using laboratory test data”*, Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri University of Science and Technology Scholars' Mine,

[45]Itasca Consulting Group, Inc.*” An introduction to FLAC 8 and a guide to its practical application in geotechnical engineering”, Minneapolis:* Itasca Consulting Group, Inc, 2015.

[46] http://www.itascacg.com/software/flac/flac-applications