

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

ESTIMATION DE L'INDICE DE POTENTIEL DE LIQUEFACTION

Par

BAHI Fatima el Zohra

Devant le jury composé de

M. BOURAHLA N.	Professeur, U. de Blida	Président
M ^{me} . MORSLI M.	Maitre de conférences, ENTP. Alger	Examinatrice
M.Grine K.	Maitre de conférences, U.de Blida	Examineur
M. BENZAIBI.M	Maitre de conférence, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Mars 2010

REMERCIEMENTS

Avant tout, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et mes remerciements les plus sincères à mon encadreur Dr. BENSAIBI Mahmoud pour son aide, sa disponibilité permanente, son encouragement et sa patience.

Je tiens également à remercier M. BENSAIBI Slimane « Gérant d'un bureau d'étude GEO-TEST », M. BENSAIBI Mohamed « Chef de service LCTP », M^{me} AIT Benamar Dalila « Chef d'équipe CGS », M^{elle} GUESSOUM Nabila « Chargé d'étude CGS » et M. MEBARKI Abdelkader « Chargé d'étude CGS » qui ont su m'aider à leur façon pour effectuer ce travail.

Je tiens notamment à adresser un grand merci au personnel du département Génie civil de l'université de Blida.

Mes remerciements vont particulièrement à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Que tous les membres de jury trouvent ici l'expression de mon profond respect, et mes sincères remerciements pour avoir accepté de juger ce travail.

RESUME

Lorsqu'on est en présence d'un sol sableux et en présence d'une nappe phréatique, la pression interstitielle augmente lors d'une sollicitation sismique. Elle a pour conséquence une diminution de la contrainte effective jusqu'à s'annule. C'est ce qu'on appelle le phénomène de liquéfaction des sols.

Dans ce cas le sol perd sa résistance. Ceci peut provoquer l'effondrement d'immeubles, le glissement des terrains et le renversement de structures qui sont sur ce sol, d'où l'intérêt de quantifier ce phénomène. Pour ce faire il existe plusieurs méthodes, parmi elles la méthode d'IWASAKI qui fait l'objet de notre travail.

Cette dernière permet d'estimer l'indice de potentiel de liquéfaction. Cet indice nous permet de classer le site étudié en site à fort, moyen ou faible risque de liquéfaction.

Pour ce faire, nous avons développé un outil de calcul en langage FORTRAN et en DELPHI. Les deux programmes ont donné des résultats satisfaisant sur tous les exemples traités.

Mots clés : Liquéfaction, Potentiel de liquéfaction, méthode FI, séisme.

ABSTRACT

In case of sismic event and on sandy soil, with the presence of a ground water, the pore water pressure increases leading to the decreases of the effective stress until cancellation. This phenomenon is called the liquefaction.

The soil loses its resistance; this will induce collapse of buildings, landslide..., so the importance of the quantification of this phenomenon.

Several methods do exist, one of them is the IWAZAKI method which will be the aim of the present work.

This method allows the determination of a potential index of liquefaction. This index let us to classify a site as a site with low, medium or high risk of liquefaction.

To do this a computer programs in FORTRAN and DELPHI were elaborated. The two programs give satisfactory results according the ones given in the literature.

Keys words : Liquefaction, Liquefaction potential, FI method, earthquake.

ملخص

عند تواجد تربة رملية و في حضور مياه جوفية، ضغط المسامات يتزايد حين الإجهاد الزلزالي مما يؤدي إلى تناقص الإجهاد الفعال حتى ينعدم. هذا ما يسمى بظاهرة إسالة التربة.

في هذه الحالة التربة تفقد مقاومتها ، مما يسفر على سقوط العمارات، انزلاق التربة و انقلاب البنايات الموجودة على هذه الأرضية و من ثم أهمية دراسة هذه الظاهرة، توجد عدة طرق لدراسة هذه الظاهرة و من بينها طريقة IWASAKI التي تمثل هدف عملنا هذا.

هذه الطريقة تسمح بتقدير مؤشر احتمال إسالة التربة، هذا المؤشر يسمح لنا بترتيب المواقع المدروس إلى موقع عالي، متوسط أو ضعيف خطر الإسالة.

برمجة هذه الطريقة على الكمبيوتر باستعمال FORTRAN و DELPHI سمح لنا بدراسة عدة مواقع و تصنيفها حسب الترتيب المقترح.

البرنامج المقدم يسمح لنا بادخال المعطيات و الحصول على نتائج بطريقة سلسة و سهلة التحليل.

الكلمات المفتاح : الإسالة، احتمال الإسالة، طريقة FI ، الزلزال.

INTRODUCTION

La littérature géotechnique décrit de très nombreux exemples de sinistres associés à des ruptures de sol particulières et souvent spectaculaires. Lors de ces ruptures le sol perd soudainement une grande partie de sa résistance comme se fut le cas de phénomène de liquéfaction, qui se traduit par l'augmentation de la pression interstitielle. Elle a pour conséquence une diminution des contraintes effectives régnant dans le sol donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime peut devenir nulle. Ce type de comportement est généralement observé dans le cas de matériaux sableux, soumis à des sollicitations rapides, monotones ou cycliques, telles que séismes.

La liquéfaction des sols occasionne des désordres importants pouvant aller jusqu'à la ruine des ouvrages. On peut citer par exemple le séisme de Niigata au Japon et celui d'Alaska en 1964. Ces deux séismes ont été à l'origine du développement de recherches importantes.

En Algérie le phénomène de liquéfaction a été observé notamment en 1980 lors du séisme de Chélif et en 2003 lors du séisme de Boumerdes.

Afin de pouvoir réduire les pertes dues au phénomène de liquéfaction, plusieurs méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été élaborées.

Dans le présent mémoire, nous nous sommes intéressés à une des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction. C'est la méthode d'IWASAKI.

La méthode d'IWASAKI est une méthode géotechnique. Développée au Japon, elle permet une estimation du potentiel de liquéfaction global d'un site en tenant compte des caractéristiques géotechniques de ce dernier.

Cependant l'outil d'application n'est pas accessible à notre niveau dont notre but étant d'offrir un outil d'application de cette méthode

Notre mémoire se décompose en trois chapitres plus une introduction et une conclusion.

L'introduction situe le contexte général de l'étude, par la suite :

- Le premier chapitre recense l'ensemble des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction, ces dernières se basent en général sur trois critères (historiques ; géologiques et géotechniques).

- Dans le deuxième chapitre, la méthode d'IWASAKI est présentée. C'est une des méthodes géotechniques. Cette dernière permet d'estimer un indice du potentiel de liquéfaction PI pour un site donné. Cet indice donne une information fiable sur le risque de liquéfaction. Cela conduit à la détermination du potentiel de liquéfaction global d'un site donné.

- Le dernier chapitre, sera consacré à la mise en œuvre informatique de la méthode. Dans un premier temps un programme Fortran sera élaboré, ceci pour des raisons de simplicité. Puis dans un second temps et pour des raisons de commodité et de convivialité un programme Delphi sera développé. Plusieurs exemples seront traités par les deux programmes. Les résultats obtenus sont présentés et commentés.

Enfin une conclusion générale sur le travail effectué et les recommandations qui en découlent sont données dans la dernière partie de ce mémoire.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

L'évaluation d'un certain nombre de problèmes de génie civil nécessite souvent la considération du comportement dynamique des sols. Un des problèmes rencontrés de nos jours est l'effondrement du sol, près d'une source à mouvement vibratoire, soit sous les fondations des structures existantes soit en surface.

Cet effondrement peut être une des conséquences du phénomène de liquéfaction, qui se traduit par l'augmentation de la pression interstitielle. Elle a pour conséquence une diminution des contraintes effectives régnant dans le sol donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime peut devenir nulle. Les raisons de la liquéfaction restent variées et fortement dépendantes de la nature du sol elle-même. Les essais géotechniques peuvent donner la nature du sol et caractériser le risque de liquéfaction.

La procédure de réalisation d'essais de reconnaissance géotechniques en vue de caractériser le risque de liquéfaction d'un sol doit fournir trois informations capitales. Un: identifier la nature géologique du sol (géométrie des couches, nature du sol, présence d'une nappe d'eau), Deux : donner la nature géotechnique (granulométrie, % de fines, plasticité), et trois donner l'état de compacité du sol à travers d'un paramètre mécanique « Indice des vides ».

Le phénomène de liquéfaction des sols est un des champs d'investigation des chercheurs dans le domaine de la géotechnique. Il a causé des dégâts spectaculaires et coûteux en terme de perte en vies humaines, et de destruction d'équipement divers ; comme ce fut le cas des dommages occasionnés en 1964 par les séismes de Valdez en Alaska, et Nigata au Japon.

En Algérie, le phénomène de liquéfaction a été révélé par le séisme d'El Asnam (Cheliff) en 1980 ; et il vient encore d'être constaté lors du séisme du 21 mai 2003 dans les basses plaines des Issers et du Sébaou.

Nous allons nous intéresser aux méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction basées sur les critères historiques, les critères géologiques et géotechniques.

1.2 Définition

Pour un sol sableux, le phénomène de liquéfaction se traduit par une disparition totale des forces de contacts intergranulaires, qui est engendrée par la réduction jusqu'à l'annulation de la contrainte effective, selon la formule de Terzaghi :

$$\sigma = \sigma' + u$$

Cette condition est atteinte par augmentation de la pression interstitielle.

$$\begin{array}{ccc}
 \sigma = & \underbrace{\sigma'} & + & \underbrace{u} & \xrightarrow{\text{Liquéfaction}} & \sigma = u + \Delta u \\
 & \text{Diminue} & & \text{Augmente} & & \tau = 0 \\
 & & & & & \tau = \sigma' \operatorname{tg} \phi \qquad \sigma' = 0
 \end{array}$$

A l'échelle microscopique, le phénomène peut être représenté comme montré sur la figure 1.1. A l'état initial, les grains sont au repos dans un état relativement lâche. Lors d'un chargement dynamique en conditions non drainées, la pression interstitielle augmente. Cette augmentation engendre une réorganisation des grains. Ce qui a pour conséquence la diminution des contraintes effectives jusqu'à zéro : alors il y a liquéfaction du matériau [2].

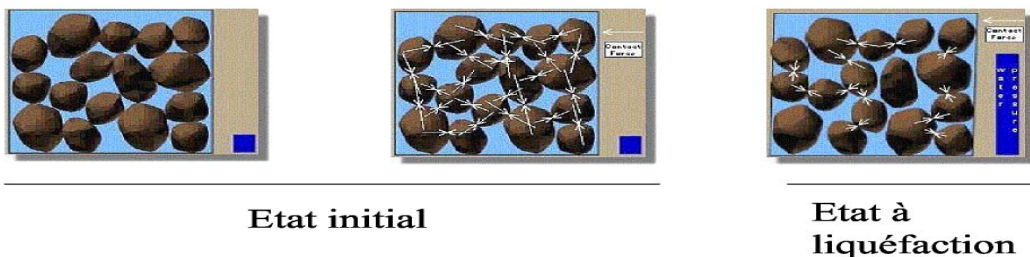


Figure 1.1 : La liquéfaction à l'échelle microscopique [2].

Le phénomène de liquéfaction est donc lié à la conjonction des trois paramètres suivants :

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

Bien entendu, la simple réunion de ces trois paramètres ne conduit pas nécessairement à l'état de liquéfaction. En effet la liquéfaction dépend de la densité relative du sable, l'amplitude de la sollicitation dynamique. Elle est en fonction également, de la contrainte effective moyenne.

Les sols a priori susceptibles de se liquéfier se répartissent en deux groupes [3]

a) Les sables et silts présentant les caractéristiques suivantes :

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

b) Les argiles présentant les caractéristiques suivantes :

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

En se produisant la liquéfaction peut avoir des effets ravageurs.

1.3 Conséquences dues au phénomène de liquéfaction

Les exemples de liquéfaction sont nombreux et leurs conséquences sont spectaculaires et coûteuses, la liquéfaction a été la cause de dommages importants tels que :

- Renversement des immeubles : le sol liquéfié perd toute sa portance et sa résistance au cisaillement. Les immeubles qui s'y trouvent perdent leurs appuis (voir figure 1.2, 1.3).



Figure 1.2: Effondrement des bâtiments (Niigata, 1964) [1].



Figure 1.3 : Pivotelement d'un bâtiment (Adapazari, Turquie 1999) [2].

➤ Glissement de terrains : dans le cas où le sol n'est pas strictement horizontal, une couche superficielle plus ou moins argileuse peut garder sa cohésion, flotter et dériver sur la couche de sable liquéfiée qu'elle surmonte. Cette situation peut être fatale pour la plupart des réseaux : (Eau, gaz, électricité, télécommunications,

voies ferrés, routes et ponts). De tels glissements ont été observés pendant les séismes de Yualin (1999) (voir figure 1.4).



Figure 1.4 : Détérioration du réseau routier (Yualin, 1999) [2].

- Affaissement de zones très étendues : lors du séisme de 21 mai 2003 en Algérie, au niveau de la basse plaine des Isser, s'est produit un affaissement spectaculaire d'une étendue de terrain plat dont le déplacement était d'environ un mètre.
- Inondations par remontée de nappe phréatique : cette remontée se traduit par une élévation brutale du niveau d'eau (submersion). En Calabre (Italie), plus de 200 lacs se sont formés lors du séisme de 1783, (voir figure 1.5).



Figure 1.5 : Inondation par remontée de nappe phréatique (Calabre, Italie) [2].

- Ruptures de barrages et ouvrages de soutènement : le phénomène de rupture de barrage correspond à une destruction partielle ou totale d'un barrage. Cette rupture entraîne la formation d'une onde de submersion, (voir figure 1.6).



Figure 1.6 : Rupture de barrage (San Farnando, 1971) [2].

- Soulèvement des structures : ce soulèvement se traduit par le déplacement relatif d'ouvrage et une baisse du niveau de sol, (voir figure 1.7).



Figure 1.7 : Soulèvement des structures (Taichung, Japon 1971) [2].

Ces conséquences ont attiré l'attention sur le phénomène de liquéfaction, pour cela des études ont été réalisées pour aboutir à une meilleure compréhension de ce phénomène afin de spécifier les zones susceptible à la liquéfaction et de la réduire les pertes.

1.4 Méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction

Pour évaluer le risque de liquéfaction, on peut se baser sur les trois critères suivants :

- ✓ Critères historiques ;
- ✓ Critères géologiques ;
- ✓ Critères géotechniques.

1.4.1 Critères historiques

En se basant sur des observations tirées des séismes récents, il est apparu qu'un dépôt ayant déjà subi une liquéfaction peut être de nouveau le siège d'une liquéfaction lors d'un séisme [4].

Sur la base de ces observations on peut citer comme critères historiques la distance maximale et l'intensité.

a) A partir de distance maximale

Si l'activité du séisme dans une région est connue à partir des données sismiques historiques, donc la susceptibilité d'une région à la liquéfaction peut être estimée directement de la magnitude du séisme prédit [4]. Plusieurs chercheurs ont analysé la distribution de la liquéfaction pendant les séismes passés et ont comparé la distance de l'épicentre au site liquéfié le plus lointain, R, avec la magnitude du séisme, M.

Ainsi par exemple, Kuribayashi et Tatsuoka (1975) [5] ont montré, pour 32 séismes japonais, que la distance épical la plus lointaine à un site liquéfié, R en Km, est limitée par une ligne droite, qui peut être exprimé comme suit [5] :

$$\log R = 0.77M_j - 3.6 \quad (1.1)$$

Où : M_j , est la magnitude de séisme définie par l'agence japonaise de métrologie (Japon Meteorological Agency) (J.M.A).

Youd (1977) [6], ainsi que Davis et Berrill (1983; 1984) [7, 8] ont ajouté plusieurs points de données pour le séisme (d'autres parties du monde); Liu et Xie (1984) [4] ont développés une limite moyenne basé sur les données de liquéfaction chinoises [6] et ont donnés l'expression suivante pour R (en km):

$$R = 0.82 \cdot 10^{0.862(M_i - 5)} \quad (1.2)$$

Où : M_i est la magnitude du séisme définie sur l'échelle de Richter (1935) [9]

Ambraseys (1988) [10] a analysé les données d'une série d'enquêtes sismiques, en ajoutant environ 70 cas supplémentaires. Il a standardisé les données publiées en utilisant la magnitude du moment sismique, M_w , en identifiant séparément les séismes peu profonds et ceux de profondeur intermédiaire. Les données pour le séisme de foyer peu profond ont été alors exprimées par l'équation suivante [10] :

$$M_w = 4.64 + 2.65 \cdot 10^{-3} R_e + 0.991 \log R_e \quad (1.3)$$

Où : R_e est la distance épacentrale la plus lointaine en km.

Le travail de Kuribayashi et de Tatsuoka (1975) [5] a été récemment complété par Wakamatsu (1991) [4] avec de nouvelles données de 67 séismes japonais pendant les 106 ans passés, en incluant les 32 séismes originaux étudiés par Kuribayashi et Tatsuoka. A la suite de cette étude, Wakamatsu a proposé une limite supérieure qui relie M_j et R (pour $M_j > 5.0$) comme suit [4] :

$$\log R = 2.22 \log(4.22 M_j - 19.0) \quad (1.4)$$

Toutes les limites décrites ci-dessus sont présentées dans la figure 1.8. La limite donnée par le travail de Wakamatsu, est la plus conservatrice parmi les limites données. C'est parce que la définition de liquéfaction utilisée par Wakamatsu inclut même des signes mineurs d'effets de liquéfaction.

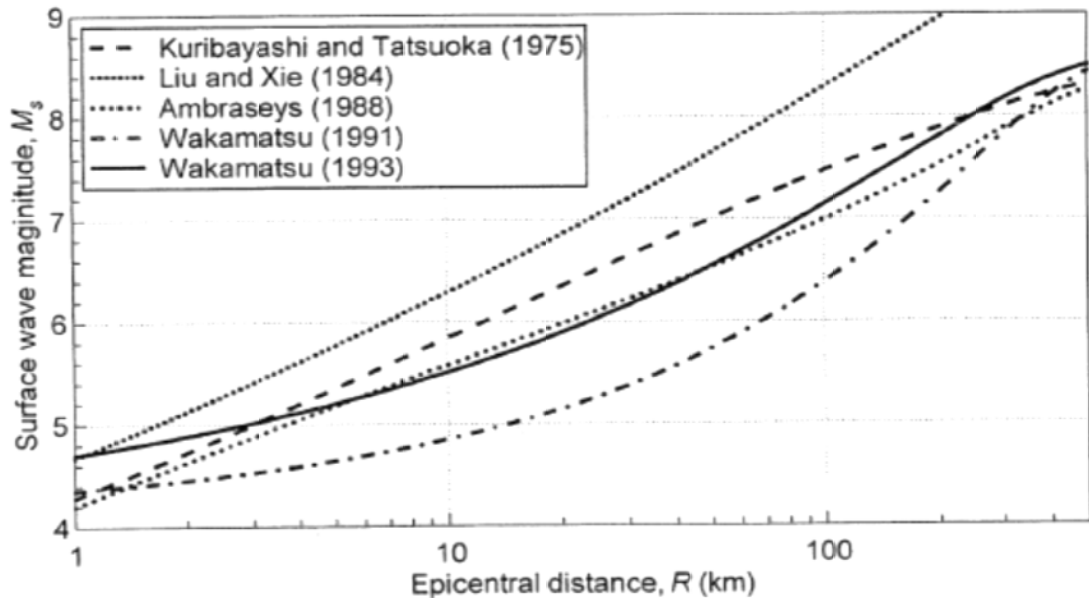


Figure 1.8 : Distance épacentrale au site liquéfié le plus lointain, R en km, pour une magnitude M_s [4, 11].

b) A partir de l'intensité

La susceptibilité d'une région à la liquéfaction peut être aussi estimée en se basant sur l'intensité sismique.

Kuribayashi et Tatsuoka (1975) [5] et Wakamatsu (1991) [4] ont analysé les intensités sismiques des sites déjà liquéfiés et ont montré que la liquéfaction était généralement incitée par un séisme avec une intensité plus de V sur « Japan Meteorological Agency » (J.M.A), ou VIII sur l'échelle de Mercalli Modifié (M.M).

Des cas mineurs de liquéfaction peuvent se produire à moins de V sur l'échelle J.M.A. donc l'intensité V peut être adéquate pour prédire la liquéfaction significative, mais l'intensité IV (J.M.A) devrait être utilisé que pour les effets mineurs [4, 5].

Les cartes de susceptibilité basées sur ce critère ne fournissent pas généralement des informations définitives d'évaluation du risque de liquéfaction. Pour chaque site, la nature du sol, la profondeur de la nappe d'eau les caractéristiques de la sollicitation sismique doivent être rassemblées. Ces renseignements se trouvent dans les critères géologiques.

1.4.2 Critères géologiques

Sur la base des observations géologiques, il est apparu que les sols les plus susceptibles de se liquéfier appartiennent à des âges géologiques récents. Les dépôts fluviaux ou deltaïques, spécialement ceux ayant moins de quelques centaines d'années sont les plus sensibles. On ne connaît pratiquement pas de rupture s'étant produite dans des dépôts d'âge géologique antérieur au pléistocène (10 000 ans) [1].

Pour identifier les régions de haut potentiel de liquéfaction, on inclue les points suivants :

i) L'interprétation de photographies aériennes définie pour exposer en détail des unités géologiques;

ii) Les études sur le terrain classifiant des unités susceptibles à la liquéfaction;

iii) L'analyse de photographies aériennes prises peu de temps après les événements d'inondation importants traçant des zones d'inondation et d'accumulation de sédiment;

iv) Enquête de proximité avec les résidents locaux fournissant des renseignements historiques sur les occurrences de liquéfaction pendant les séismes passés.

Les critères géologiques ont été résumés dans les tableaux 1.1 et 1.2.

Nature du dépôt	Possibilité d'occurrence de liquéfaction dans les sols pulvérulents saturés			
	< 500 ans	Holocène <10 000ans	Pléistocène <165000ans	prépléistocène <16500000ans
Dépôt Continentaux				
Rivière	très élevée	élevée	faible	très faible
Plaine alluvial	élevée	modérée	faible	très faible
Dépôts éoliens	modérée	faible	faible	très faible
Terrace marines	-	faible	très faible	très faible
Deltas	élevée	modérée	faible	très faible
Dépôts lacustres	élevée	modérée	faible	très faible
Colluvions	élevée	modérée	faible	très faible
Dunes	élevée	modérée	faible	très faible
Loëss	élevée	élevée	élevé	très faible
Morènes glaciaire	faible	faible	très faible	très faible
Zones Côtières				
Deltas	très élevée	élevée	faible	très faible
Estuaires	élevée	modérée	faible	très faible
Plages	modérée	modérée	très faible	très faible
Lagons	élevée	modérée	faible	très faible
Remblais Artificiels				
Non compacté	très élevée	---	---	---
Compacté	faible	---	---	---

Tableau 1.1 : Susceptibilité des dépôts sédimentaire à la liquéfaction [4, 12].

Conditions géomorphologique		Possibilité
Classification	Conditions spécifiques	De liquéf
Plaine et vallée	Graves et galets	Improbable
	Sols sableux	Possible
Cône de déjection	Pente supérieure à 0.5%	Improbable
	Pente inférieure à 0.5 %	Possible
Digue naturelle	Sommet	Possible
	Bord	Probable
Arrière marécage		Possible
Chenal de rivière abandonné		Probable
Ancien étang		Probable
Marais, marécages		Possible
Lit de rivière sèche	Graves et galets	Improbable
	Sols sableux	Probable
Delta		Possible
Cordon	Cordon sableux	Possible
	Cordon graveleux	Improbable
Dune et sable	Sommet	Improbable
	Bas de pente	Probable
Plage	Plage	Improbable
	Plage artificielle	Probable
Inter levée Lowlands		Probable
Terres mises en valeur	Par drainage	Possible
	Autre	Probable
Source		Probable
	Remblai contigu escarpement	Probable
	Remblais sur marais ou marécages	Probable
	Sur terre mises en valeur par drainage	Probable

Tableau 1.2 : Susceptibilité des unités géomorphologiques à la liquéfaction soumis à un mouvement d'intensité V « J.M.A », ou VIII « M.M.S » [4, 12].

Les cartes basées sur la géologie peuvent être exécutées en utilisant la photographie aérienne pour tracer les unités sur la base des critères énumérés dans les tableaux 1.1 et ou 1.2. Dans l'ensemble des critères rassemblées. il est possible de trouver quelques rares contre exemples. On peut cependant conclure de façon générale que l'évaluation du risque de liquéfaction nécessite d'autres paramètres basé sur la géotechnique du sol présenté dans les critères suivants.

1.4.3 Critères géotechniques

La reconnaissance des sols et l'analyse de leurs caractéristiques sont déterminées à partir de deux catégories d'essais géotechniques :

- Prélèvements et essais de laboratoire.
- Essais in-situ.

1.4.3.1 Prélèvement et essais de laboratoire

Les essais de laboratoire tels que le chargement cyclique permettent l'identification des facteurs contrôlant la résistance à la liquéfaction. Cependant, pour être représentatif du comportement de sols réels, ces essais doivent être réalisés sur des échantillons intacts (échantillons non remaniés), qui sont seuls aptes à conserver la mémoire du mode de formation du sol et de l'histoire des contraintes et des déformations qu'il a subie [1, 13].

1. Evaluation du risque de liquéfaction à partir des essais cycliques de laboratoire

La méthode la plus connue est celle d'Ichihara [14], cette dernière se base sur la relation expérimentale entre le rapport des contraintes cycliques appliquées au cours de l'essai et le nombre critique de cycles. La méthodologie d'analyse se décline comme suit :

Etape 1) Evaluer le rapport de contrainte cyclique CSR (Cyclic Stress Ratio), à la profondeur étudiée, à partir d'une analyse de la réponse sismique du site, par la formule suivante [10, 14] :

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{\tau_{max}}{\sigma'_v} \quad (1.5)$$

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = \frac{2}{3} \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \Gamma_d \quad (1.6)$$

Avec :

τ_{max} : Contrainte de cisaillement due au séisme à une profondeur donnée.

σ_v : Contrainte verticale totale à cette profondeur.

σ'_v : Contrainte verticale effective à la même profondeur.

a_{max} : Accélération maximale de sol en surface.

g : Accélération de la pesanteur.

r_d : Facteur de réduction de la contrainte de cisaillement donné par les équations suivantes :

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1.0 - 0.00765 z && \text{pour } z \leq 9.15 \text{ m} \\
 &= 1.174 - 0.0267 z && \text{pour } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \\
 &= 0.744 - 0.008 z && \text{pour } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m} \\
 &= 0.5 && \text{pour } z > 30 \text{ m.}
 \end{aligned} \tag{1.7}$$

Etape 2) Effectuer un essai cyclique au laboratoire sur un échantillon intact représentatif du sol à la profondeur étudiée, et obtenir le rapport de contraintes cycliques CSR ou CSR correspondant à 20 cycles [14].

Etape 3) En cas de l'essai triaxial cyclique, corriger ce rapport en le multipliant par le facteur $(1+2k_0)/3$, (avec k_0 est le coefficient de poussée des terres au repos) pour tenir compte du fait que le terrain naturel est en état initial de contraintes (état de repos) et non du type isotrope, comme c'est le cas en essai triaxial [12]:

$$CSR^{20} = CSR_{tr}^{20} \left(\frac{1+2k_0}{3} \right) \tag{1.8}$$

On peut considérer une valeur k_0 égale à 0.5 pour les sols sableux.

Etape 4) Le séisme agit en général d'une manière multidirectionnelle, alors que la sollicitation cyclique du laboratoire est unidirectionnelle.

L'expérience a montré que la résistance au cisaillement du site est réduite par rapport à celle déterminée au laboratoire. Seed et al ont recommandé de réduire le rapport CSR20 mesuré au laboratoire à 90% [4].

Etape 5) La sollicitation sismique est en général aléatoire et non périodique, alors que le chargement cyclique au laboratoire est plutôt harmonique. On en tient compte en corrigeant le rapport CSR20 mesuré au laboratoire par un

coefficient C_k dépendant de la nature de la sollicitation sismique. Ishihara [14] distingue le cas d'un chargement sismique 'en impact' de celui 'en vibration'. Le chargement est dit 'en impact' si lors de l'analyse de la réponse sismique du site, le diagramme de la contrainte de cisaillement, comme le schématise la figure 1.9, comporte avant la valeur de τ_{max} , au plus 2 pics ayant une valeur de plus de 60% de τ_{max} , à la profondeur étudiée. Le coefficient C_k est dans ce cas égal à 0.55 [12].

Le chargement est dit 'en vibration' si le diagramme de la contrainte de cisaillement comporte, avant la valeur de τ_{max} , au moins 3 pics ayant une valeur de plus de 60% de τ_{max} . Le coefficient C_k est dans ce cas égal à 0.70 [14].

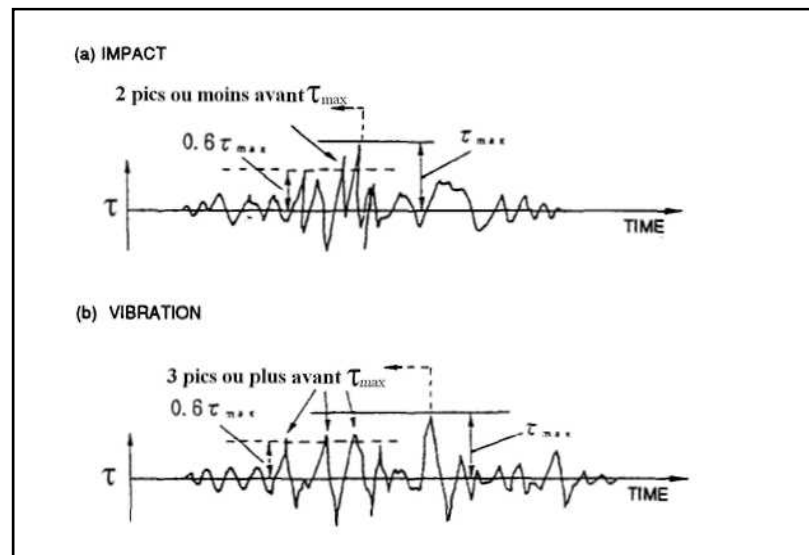


Figure 1.9 : Classification de la variation temporelle de la contrainte de cisaillement [10,14].

Etape 6) Evaluer le rapport de résistance cyclique CRR (Cyclic Resistance Ratio) in-situ, à la profondeur étudiée, en tenant compte des différentes corrections, comme suit [14]:

$$CRR = C_r \frac{0.9}{C_k} CSR_{tr}^{20} \left(\frac{1+2k_0}{3} \right) \quad (1.9)$$

En cas de l'essai de cisaillement cyclique à la boîte de Casagrand, on utilisera CSR_{cb20} et on prendra C_r égal à 1 [14].

Etape 7) Calculer le facteur de sécurité F_s locale vis-à-vis de la liquéfaction, tel que [14]:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (1.10)$$

Selon Ishihara [14], le risque de liquéfaction est présent si $F_s < 1$.

Si les techniques de prélèvement des matériaux fins (argiles, vases, silts argileux) existent et sont éprouvées, de tout temps, il s'est avéré difficile de prélever les sols pulvérulents de granularité uniforme. Une modification de compacité peut fausser l'évaluation de la résistance du sol à la liquéfaction. Ceci conduit à passer à un autre mode de détermination de la résistance du sol basé sur des essais in-situ.

1.4.3.2 Essais in-situ

Les difficultés de prélèvement d'échantillons ont conduit à rechercher un mode de détermination de la résistance au cisaillement cyclique basé sur des essais in-situ (SPT, CPT, V_s) [13]

1. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai SPT

La méthode de Seed-Idriss, couramment appelée la procédure simplifiée [15, 16] est limitée aux sollicitations sismiques modérées, induisant des accélérations maximums en surface entre 0.2 à 0.5 fois celle de la gravité terrestre. Pour les sollicitations sismiques fortes, il est recommandé d'utiliser les méthodes d'analyse non linéaire en contraintes effectives, disponibles en pratique sous forme de logiciels [15]

Dans le cadre de la méthode simplifiée, le risque de liquéfaction est évalué à la base de l'essai SPT (une présentation de l'essai SPT est donnée en annexe 1) et des caractéristiques du matériau sableux et/ou limoneux, selon la méthodologie suivante :

Etape 1) Evaluer la contrainte de cisaillement maximum τ_{max} mobilisée par le séisme à la profondeur étudiée z , à partir d'une analyse de la réponse sismique du site en champ libre. Une alternative simplifiée de calcul de τ_{max} est celle du modèle d'une colonne rigide ayant une hauteur z et sollicitée en surface par une accélération, suite à la propagation verticale des ondes de cisaillement. Ces dernières ne développent en fait aucune contrainte normale latérale sur les facettes verticales de la colonne, ce qui conduit à [15]:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_v}{g} a_{\max} \cdot r_d \quad (1.11)$$

Avec :

τ_{\max} : Contrainte de cisaillement due au séisme à une profondeur donnée. On retient en général comme valeur représentative de la contrainte de cisaillement de calcul, une fraction égale à deux tiers de τ_{\max} .

σ_v : Contrainte verticale totale à cette profondeur.

a_{\max} : Accélération maximale de sol en surface.

g : Accélération de la pesanteur.

r_d : Facteur de réduction de la contrainte de cisaillement donné par l'équation (1.7), pour tenir compte de la flexibilité de la colonne du sol, Seed et Idriss ont proposé d'effectuer un abattement à l'aide de ce coefficient de réduction. Ce dernier est égal à 1 en surface et diminue par la suite avec la profondeur. La figure 1.10 illustre la variation de r_d en fonction de la profondeur, obtenue par analyse de la réponse sismique des sites sableux de différentes densités. La courbe moyenne peut être utilisée pour des profondeurs n'excédant pas 12 m [1].

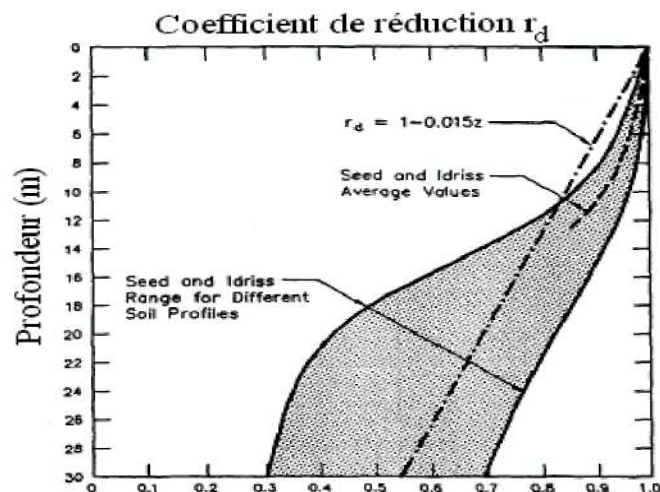


Figure 1.10 : Coefficient de réduction des contraintes de cisaillement [1, 4].

Etape 2) Evaluer le rapport des contraintes cycliques CSR (Cyclic Stress Ratio), défini à une profondeur donnée comme étant le rapport de la contrainte de cisaillement à la contrainte effective [15], (voir formule 1.6).

Etape 3) Evaluer, à chaque profondeur de l'essai SPT, le nombre de coups normalisé à un rapport d'énergie de 60%, et corrigé par l'effet de la profondeur (ou effet des pressions de confinement) par le biais du coefficient CN donnée comme suit [15]:

$$C_N = \left(\frac{\sigma_{ref}}{\sigma_v} \right)^{0.5} \quad (1.12)$$

Avec σ_{ref} : Contrainte de référence égale à 100kPa.

En cas d'un équipement SPT non standard, la correction du nombre de coups s'écrit [12, 15]:

$$(N_{SPT}^1) = C_N \cdot C_{60} \cdot N_{SPT} \quad (1.13)$$

C_{60} est le produit de plusieurs facteurs de correction des résultats de l'essai SPT, tenant essentiellement compte des dimensions et du type de mouton, du type du carottier échantillonneur, des dimensions des tiges, et enfin du diamètre du forage (voir tableau 1.3).

$$C_{60} = C_{HT} \cdot C_{HW} \cdot C_{SS} \cdot C_{RL} \cdot C_{BD} \quad (1.14)$$

Correction due à	Facteur de correction	correction
Mouton non standard	C_{HT}	-mouton avec corde et poulie : si ER = 0,45, alors : $C_{HT} = 0,75$ -mouton avec trajet automatique : si ER = 0,8 , alors $C_{HT} = 1,33$
Masse M et/ou hauteur de Chute H non standard	C_{HW}	$C_{HW} = [H(\text{mm}).M(\text{kg})]/(760 \times 63,5)$
Carottier échantillonneur non Standard (sans forreaux)	C_{SS}	$C_{SS} = 1,10$ pour sable lache $C_{SS} = 1,20$ pour sable dense
Carottier échantillonneur non Standard (avec forreaux)	C_{SS}	$C_{SS} = 0,90$ pour sable lache $C_{SS} = 0,80$ pour sable dense
Longueur de tiges	C_{RL}	$C_{RL} = 0,75$ pour longueur = 3 – 4 m $C_{RL} = 0,85$ pour longueur = 4 – 6 m $C_{RL} = 0,95$ pour longueur = 6 – 10 m $C_{RL} = 1,00$ pour longueur = 10 – 30 m
Diamètre de forage non standard	C_{BD}	$C_{BD} = 1,00$ pour diamètre = 65 – 155 mm $C_{BD} = 1,05$ pour diamètre = 150 mm $C_{BD} = 1,15$ pour diamètre = 200 mm

Tableau 1.3 : Facteur de correction du nombre de coups [10, 18].

Etape 4) Déterminer à la profondeur étudiée le rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ (Cyclic Résistance Ratio) correspondant à une magnitude sismique M_w de 7.5(magnitude de référence), à partir de la figure 1.5 pour un sable propre ($FC < 5\%$ [1]) ou de la figure 1.6 pour des sables contenant des fines.

Il est à noter que sur la figure 1.5, la courbe limitant la zone de la liquéfaction de celle du non liquéfaction, a une allure linéaire en deçà d'un nombre de coups de 20, et peut être ajustée par la relation suivante [15]:

$$CRR_{7.5} = \frac{(N_{SPT}^1)_{60}}{90} \quad (1.15)$$

Les courbes des figures 1.11 et 1.12 font partie du règlement parasismique chinois. Pour généraliser la méthode, Seed a proposé des corrections présentée dans les étapes suivantes.

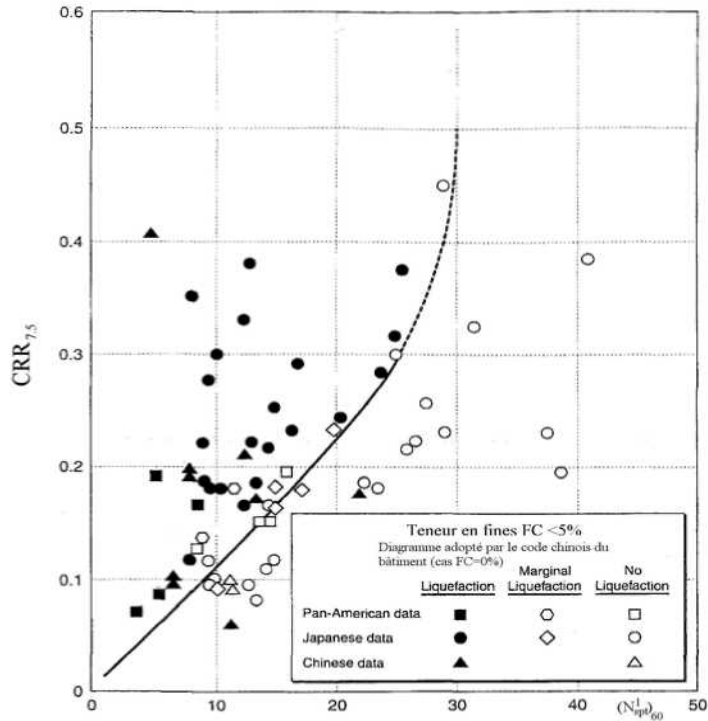


Figure 1.11: Diagramme donnant CRR des sables propres (FC<5%) en fonction de $(N_{spt})_{60}$ pour une magnitude M_w de 7.5 [1, 12, 15].

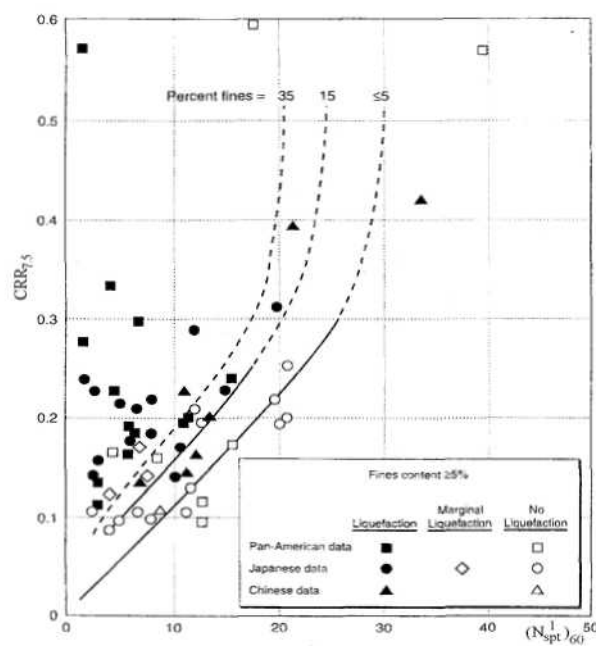


Figure 1.12 : Diagramme donnant CRR des sables contenant des fines en fonction de $(N_{spt})_{60}$ pour une magnitude M_w de 7.5 [1, 12, 15].

Etape 5) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ en cas de magnitudes différentes de 7,5, en la multipliant par le coefficient de correction K_M donné par le graphe de la figure 1.13 [10].

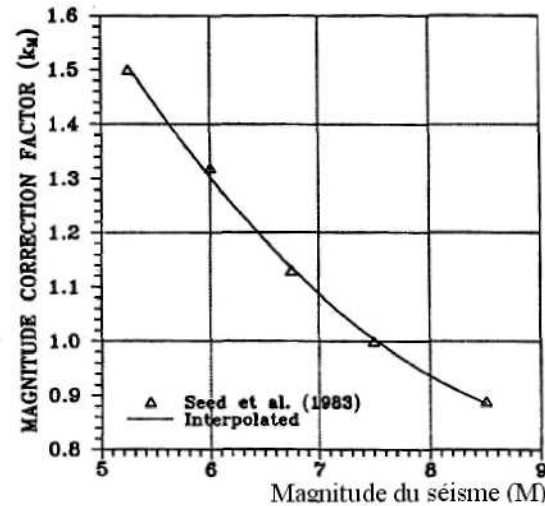


Figure 1.13 : Courbe donnant le coefficient de correction de la magnitude K_M [1, 10].

Etape 6) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa, par le coefficient K_σ donné par le graphe de la figure 1.14 [10].

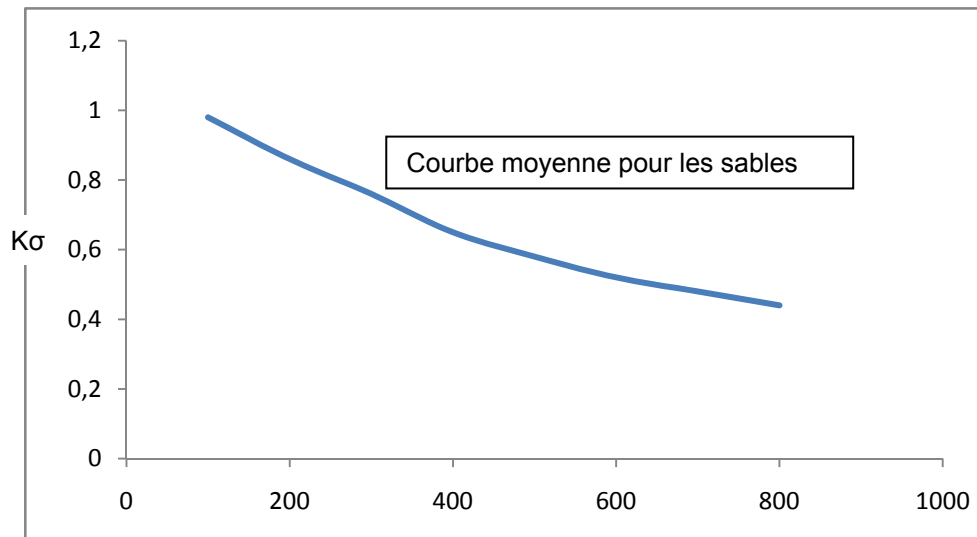


Figure 1.14 : Contrainte effective du poids des terres (kPa) n des contraintes effectives initiales [1, 15].

Etape 7) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ pour tenir compte des contraintes de cisaillement initiales τ_{h0} , en la multipliant par le coefficient K_α donné par le graphe

de la figure 1.15, en fonction du rapport des contraintes initiales et de la densité relative. En cas d'un terrain horizontal, le coefficient K_α , est égal à l'unité. En présence d'un terrain en pente ou sous les ouvrages et les remblais, la théorie de l'élasticité fournit des solutions exactes utiles pour la détermination des contraintes initiales.

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7,5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (1.16)$$

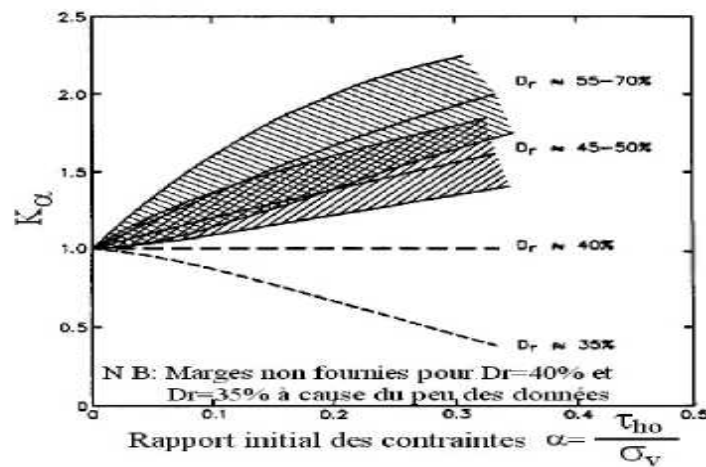


Figure 1.15 : Courbe donnant le coefficient K_α en fonction du rapport initial des contraintes et de la densité relative [1].

Etape 8) Calculer le coefficient de sécurité F_s locale vis-à-vis de la liquéfaction, par la formule (1.10) [15].

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de sécurité égal à l'unité. On peut augmenter le niveau de sécurité bien sur.

2. Evaluation du risque de liquéfaction à partir de l'essai CPT

La méthode consiste à établir une corrélation directe entre résistance de pointe q_c et résistance à la liquéfaction (une description de l'essai CPT est donnée en annexe 2). Cette approche a longtemps été limitée du fait du faible nombre de données expérimentales disponibles. Elle a été proposée par Robertson [17]; La méthodologie de l'analyse est comme suit :

Etape 1) Normaliser la résistance du pénétromètre q_c mesurée à la profondeur étudiée et à une contrainte verticale effective de 100 kPa, afin de tenir compte de l'effet de la profondeur (ou des contraintes de confinement) sur cette résistance. La résistance normalisée q_{c1N} est évaluée comme suit [17]:

$$q_{c1N} = C_Q(q_c/\sigma_{ref}) \quad (1.17)$$

Avec :

q_c : résistance pénétrométrique mesurée

σ_{ref} : une contrainte de référence égale à 100 kPa.

C_Q : facteur de normalisation donné comme suit [19]:

$$C_Q = (\sigma_{ref}/\sigma'_v)^n \quad (1.18)$$

Avec :

σ'_v : la contrainte verticale effective due au poids des terres, en kPa

n : exposant dépend de caractéristique des grains, varie de 0,5 pour sable propre à 1,0 pour l'argile. La détermination de l'exposant est donnée dans l'étape suivante.

Etape 2) Calculer le rapport du frottement exprimé en pourcentage à une profondeur donné par l'équation suivante [17]:

$$F = [f_s/(q_c - \sigma_v)] .100\% \quad (1.19)$$

Avec f_s : Le frottement latéral.

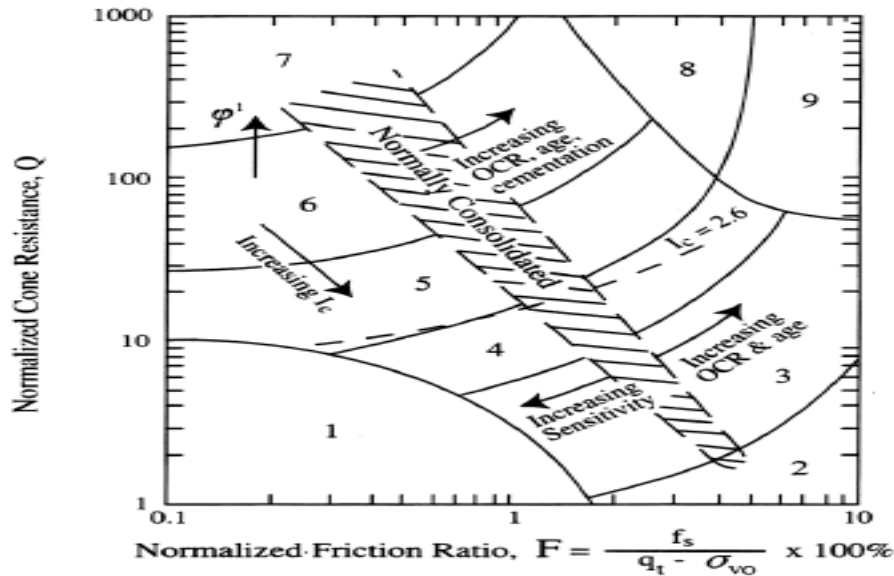


Figure 1.16 : Type du comportement du sol selon à partir du l'essai CPT [17].

Etape 3) Calculer l'indice de comportement du sol I_c déterminé par [17] :

$$I_c = [(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2]^{0,5} \quad (1.20)$$

Avec :

F : le rapport du frottement.

Q : résistance du cône normalisée donnée par [17]:

$$Q = [(q_c - \sigma_v) / \sigma_{ref}] [(\sigma_{ref} / \sigma'_v)^n] \quad (1.21)$$

La figure 1.16 présente le comportement du sol à partir du l'essai CPT, Pour faciliter le calcul, le 1^{er} pas est de supposer l'exposant n égal à 1,0 (supposé que le sol est argileux figure I.10) donc la résistance de cône normalisée devient :

$$Q = [(q_c - \sigma_v) / \sigma'_v] \quad (1.22)$$

Si I_c est inférieur à 2,6 il faut recalculer le Q et CQ avec l'exposant égale à 0,5 et recalculer q_{c1N} [19].

Si I_c est supérieur à 2,6 il faut recalculer q_{c1N} avec exposant n égal à 0,7 [19].

Etape 4) Corriger la valeur de la résistance pénétrométrique normalisée dans le cas du sable propre [17] :

$$(q_c 1N)_{cs} = K_c \cdot q_c 1N \quad (1.23)$$

Avec :

$(q_c 1N)_{cs}$: Résistance pénétrométrique normalisée corrigée.

K_c : facteur de correction.

$$\text{Si } l_c \leq 1,64 \quad K_c = 1,0 \quad (1.24)$$

$$\text{Si } l_c > 1,64 \quad K_c = -0,403 l_c^4 + 5,581 l_c^3 + 21,63 l_c^2 + 33,75 l_c - 17,88 \quad (1.25)$$

Etape 5) Déterminer le rapport CRR (Cyclic Resistance Ratio) correspondant à une magnitude de 7.5, en fonction de la résistance pénétrométrique normalisée corrigée $(q_c 1N)_{cs}$, à partir des courbes de la figure 1.17 [17].

Sur la figure 1.17, les courbes dépendant du diamètre moyen D_{50} , peuvent être utilisées à cette fin.

On peut aussi estimer la valeur de CRR à partir des équations suivantes [17]:

$$\text{Si } (q_c 1N)_{cs} < 50 \quad CRR_{7,5} = 0,833 ((q_c 1N)_{cs} / 1000) \quad (1.26)$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_c 1N)_{cs} < 160 \quad CRR_{7,5} = 93 [(q_c 1N)_{cs} / 1000]^3 + 0,08 \quad (1.27)$$

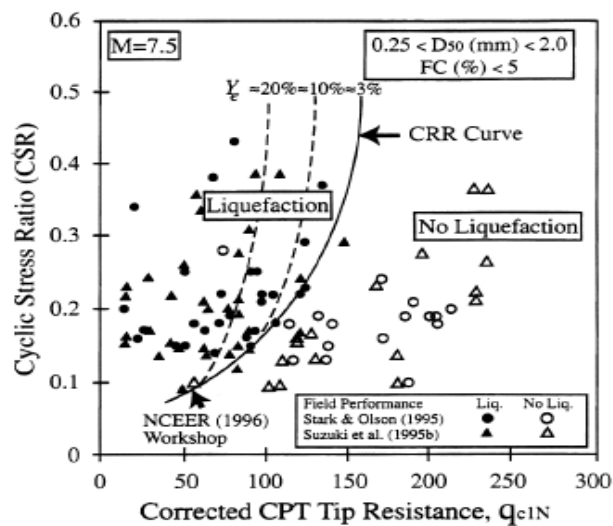


Figure 1.17 : Diagramme donnant CRR des sables propres (FC<5%) en fonction de qc pour une magnitude M_w de 7.5 [16, 17].

Etape 6) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ en cas de magnitudes différentes de 7.5, en la multipliant par le coefficient de correction K_M donné par la formule suivante [17] :

$$K_M = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}} \quad (1.28)$$

Avec : M : la magnitude du séisme.

Etape 7) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ pour tenir compte des contraintes verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa par le coefficient K_σ donné par le graphe de la figure 1.14 [17].

Etape 8) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ pour tenir compte des contraintes de cisaillement initiales, en la multipliant par le coefficient K_α donné par le graphe de la figure 1.15 [17].

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit :

$$CRR = CRR_{7,5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \quad (1.29)$$

Etape 9) Evaluer le rapport de contrainte cyclique CSR (Cyclic Stress Ratio), à la profondeur étudiée, à partir d'une analyse de la réponse sismique du site (voir formule 1.6) [16, 17].

Etape 10) Calculer le coefficient de sécurité F_s locale vis-à-vis de la liquéfaction (voir formule 1.10) [11].

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de sécurité égal à l'unité.

L'avantage majeur du CPT sur le SPT est sa reproductibilité, sa précision et la possibilité d'obtention d'un enregistrement continu avec la profondeur, permettant la mise en évidence de fines strates du sol. Son inconvénient majeur réside dans le risque d'obtention de refus sur des blocs ou couches très dures, cet inconvénient peut être contourné en forant un avant-trou et en réalisant l'essai au fond de ce trou.

3. Evaluation du risque de liquéfaction a partir de la célérité VS

Des corrélations entre la célérité des ondes de cisaillement et la résistance à la liquéfaction ont été développées récemment. Ces corrélations sont particulièrement utiles pour les matériaux graveleux pour lesquels les essais SPT ou CPT sont inopérants. La démarche d'analyse dans cette approche comporte les étapes suivantes :

Etape 1) À partir des données géotechniques disponibles, on détermine

- a) Le profil de la célérité V_s ,
- b) Le profil des couches formant le terrain,
- c) Le pourcentage des fines (particules de taille inférieure à 75 μm),
- d) La densité de chaque couche.

Etape 2) Déterminer le niveau de la nappe phréatique, en notant les fluctuations saisonnières et les pressions artésiennes.

Etape 3) Calculer les contraintes effectives et totales initiales à la profondeur de mesure de la célérité V_s .

Etape 4) Identiquement au nombre de coups N_{spt} et à la résistance pénétrométrique q_c , normaliser la célérité V_s à un niveau de contrainte verticale de 100 kPa, afin d'obtenir une célérité normalisée V_s^1 telle que [11, 17]:

$$V_s^1 = V_s \left[\frac{\sigma_{ref}}{\sigma_v} \right]^{0,25} \quad (1.30)$$

Avec

V_s^1 : La célérité normalisée.

σ_{ref} : une contrainte de référence égale à 100 kPa,

σ_v : la contrainte verticale effective initiale en kPa

Etape 5) Fixer la borne supérieure V_{si}^* de la célérité normalisée en fonction du pourcentage des fines, comme suit [11, 17]:

$V_{si}^* = 215$ m/s pour sables et graviers avec $FC < 5$ %,

$V_{si}^* = 215 - (FC-5)/2$ m/s pour sables et graviers avec $5 < FC < 35$ %,

$V_{si}^* = 200$ m/s pour sables et limons avec $FC > 35$ %.

En cas où le pourcentage des fines est inconnu, estimer V_{si}^* égale à 215 m/s.

Etape 6) Evaluation du rapport de résistance cyclique $CRR_{7.5}$ (Cyclic Resistance Ratio) à l'aide de la formule suivante [11, 17]:

$$CRR_{7,5} = \left\{ a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_s^1} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right\} \quad (1.31)$$

Avec :

L'ajustement des données expérimentales a permis de suggérer respectivement les valeurs de 0.022 et 2.8 aux coefficients a et b.

Etape 7) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ en cas de magnitudes M_w différentes de 7.5, en la multipliant par un coefficient de correction K_M donné par la formule suivante due à Youd et al (1997) [11, 17]:

$$K_M = \left(\frac{M_w}{7,5} \right)^n \quad (1.32)$$

K_M : Coefficient de correction de la résistance cyclique

M_w : Magnitude de séisme différent de 7,5.

Afin de mieux caler les résultats expérimentaux, les auteurs de la méthode recommandent de prendre l'exposant n égal à -2.56.

Etape 8) Corriger la valeur de $CRR_{7,5}$ pour tenir compte des contraintes effectives verticales du poids des terres plus grandes que 100 kPa, par le coefficient K_α donné par le graphe de la figure 1.18.

Les différentes corrections du rapport de la résistance au cisaillement cyclique peuvent se formuler comme suit [1, 17]:

$$CRR = CRR_{7,5} \cdot K_M \cdot K_\sigma \quad (1.33)$$

Avec : K_M ; K_σ : Coefficients de correction.

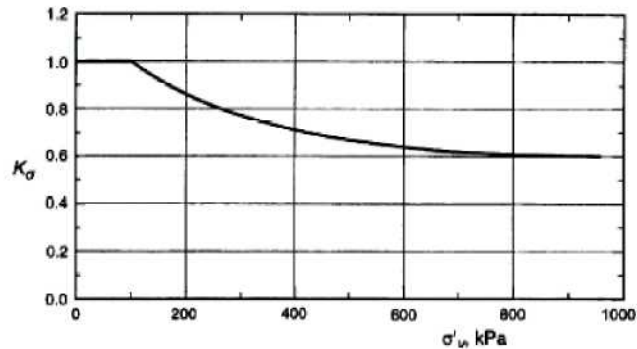


Figure 1.18 : Diagramme donnant des valeurs minimales de K_σ en fonction des contraintes verticales effectives pour les sables et graviers [1, 11, 17]

Etape 9) Evaluer le rapport de contrainte cyclique CSR (Cyclic Stress Ratio), à la profondeur étudiée, à partir d'une analyse de la réponse sismique du site (voir formule 1.6) [11].

Etape 10) Calculer le coefficient de sécurité F_s locale vis-à-vis de la liquéfaction (voir formule 1.10) [2, 19]:

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un coefficient de sécurité égal à l'unité.

La base de données ayant servi à l'établissement de ces corrélations est toutefois moins riche que pour les essais SPT et CPT et les résultats doivent être utilisés avec discernement.

Les sols reconnus comme liquéfiables doivent faire l'objet d'une attention particulière afin d'éviter le basculement ou l'effondrement des bâtiments qui y sont fondés, quelque soit le mode de fondation envisagé en zones sismiques ; les sols liquéfiables doivent être traités si non évités.

4. Evaluation du risque de liquéfaction par la méthode d'Iwasaki

La méthode d'Iwasaki est connue par « la méthode simplifiée » a été proposée par Iwasaki et al pour développer une carte de risque de liquéfaction. Elle se base sur des données géotechniques telle que : valeurs de N_{SPT} , diamètre des particules (D_{50}), accélération etc...

La 1^{ère} étape de la méthode est de calculer le facteur de résistance de liquéfaction F_l afin d'estimer l'indice de potentiel de liquéfaction P_l pour un site donné. La liquéfaction est sévère pour un indice de potentiel de liquéfaction supérieur à 15 (la présentation de cette méthode est donnée au chapitre deux).

1.6 Conclusion

Le phénomène de liquéfaction se produisant dans les sols pulvérulents saturés avec une présence d'une nappe phréatique, peut être dangereux pour la stabilité des ouvrages.

L'estimation du risque de liquéfaction peut être conduite en utilisant différentes méthodes qu'on peut les classer en trois grandes catégories.

Catégories 1 : celles qui se basent sur les critères historiques.

Catégories 2 : celles qui se basent sur les critères géologiques.

Catégories 3 : celles qui se basent sur les critères géotechniques.

Les critères historiques ont été développés pour la compréhension du phénomène, ce sont les premières méthodes utilisées. Par la suite sont venues les méthodes géologiques qui donnent la nature des couches de sol sans données précise sur la valeur des différentes contraintes, ceci permet uniquement une appréciation du phénomène de liquéfaction en se basant sur le retour d'expérience.

Enfin les dernières méthodes apparues pour l'estimation du risque de liquéfaction sont les méthodes géotechniques qui permettent de déterminer les différentes contraintes en se basant sur les paramètres physiques et mécaniques du sol.

En général les méthodes géotechniques fournissent un facteur de sécurité local (à une profondeur donné) pour un sol susceptible de se liquéfier.

La méthode d'Iwasaki permet d'établir une relation entre les facteurs de sécurité et les différentes profondeurs afin d'obtenir une estimation globale du potentiel de liquéfaction du terrain considéré.

D'où notre intérêt pour cette méthode, qui a été développée au Japon puis utilisée à travers le monde.

Notre objectif est de fournir un outil utilisable en Algérie par les bureaux d'études et les organismes ayant en charge l'acte de bâtir.

CHAPITRE 2

METHODE D'IWASAKI

2.1 Introduction

La méthode d'Iwasaki est une des méthodes géotechniques permettant l'estimation du risque de liquéfaction dans les sols pulvérulents à forte teneur en eau due à la présence d'une nappe phréatique.

Pour un site donné plusieurs sondages seront réalisés afin d'estimer le risque de liquéfaction au niveau de ces sondages, c'est ce qu'on appelle une estimation locale de la liquéfaction.

Une relation sera établie reliant ces différents sondages afin d'obtenir une estimation globale du potentiel de liquéfaction.

La notion du potentiel de liquéfaction permet d'exprimer l'aptitude d'un sol à atteindre cet état limite sous sollicitation sismique c.à.d. d'évaluer le risque globale de liquéfaction pour un site donné afin d'établir une carte du risque de liquéfaction.

2.2 Principe de la méthode

Pour cette méthode, il faut deux approches complémentaires pour délimiter les zones liquéfiables :

- Evaluer le facteur de résistance à la liquéfaction du dépôt de chaque profondeur par la méthode F_L (Japon Road Association [4]), prenant en compte l'influence des facteurs naturels (facteur de finesse ; la taille des grains ; accélération ; séisme)
- Estimer l'indice de potentiel de liquéfaction PI par la méthode d'Iwasaki [18].

A partir de ces approches, l'étude suit l'organigramme suivant (voir figure 2.1) :

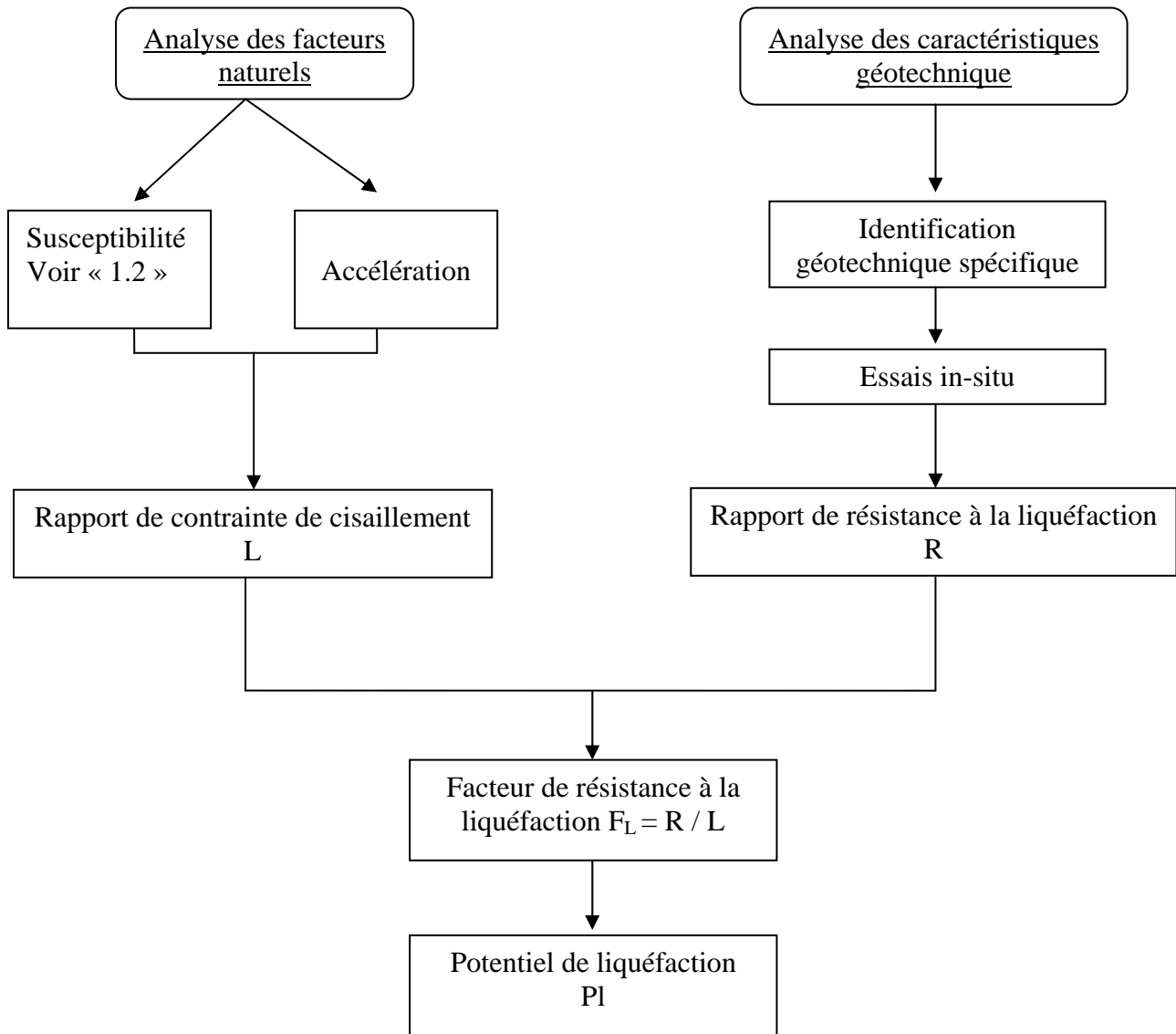


Figure 2.1 : Organigramme de la méthode.

2.2.1 Méthode F_L (Japon Road Association)

L'estimation du potentiel de liquéfaction d'un site par la méthode F_L consiste en les étapes suivantes :

Etape 1) Estimation de la résistance à la liquéfaction de sols (R) dans un dépôt :

L'estimation de cette résistance est donnée par deux formules :

1) La 1^{ère} formule utilise le diamètre des particules D_{50} [18] :

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} + 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} \quad \text{pour } 0.04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm} \quad (2.1)$$

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} - 0.05 \quad \text{pour } 0.6 \text{ mm} < D_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \quad (2.2)$$

Avec :

N : Nombre de coups SPT.

σ'_v : Contrainte effective du sol (kN / m^2).

2) La 2^{ème} formule se base sur le facteur de finesse des particules [4] :

$$R = C_w \cdot R_L \quad (2.3)$$

C_w : Coefficient de corrélation du type sismique.

Séisme du Type 1 : type interface des plaques de grande envergure.

$$C_w = 1,0 \quad (2.4)$$

Séisme du type 2 : type intérieure du pays.

$$\begin{aligned} C_w &= 1,0 && (R_L \leq 0,1) \\ &= 3,3 R_L + 0,67 && (0,1 < R_L \leq 0,4) \\ &= 2,0 && (0,4 < R_L) \end{aligned} \quad (2.5)$$

R_L : le taux de résistance cyclique obtenu par le test de laboratoire donné par :

$$\begin{aligned} R_L &= 0,0882 (N_a / 1,7)^{0,5} && (N_a < 14) \\ &= 0,0882 (N_a / 1,7)^{0,5} + 1,6 \times 10^{-6} ((N_a - 4)^{4,5}) && (14 \leq N_a) \end{aligned} \quad (2.6)$$

Avec N_a : valeur de N SPT corrélée avec la granulométrie dépend du type des sols.

1) N_a pour un sol sableux

$$N_a = c_1 N + c_2 \quad (2.7)$$

c_1 ; c_2 : facteurs de corrélation dépend de facteur de finesse F_c .

$$\begin{aligned}
c_1 &= 1 && (0\% \leq F_c < 10\%) \\
&= (F_c + 40) / 50 && (10\% \leq F_c < 60\%) \\
&= F_c / 20 - 1 && (60\% \leq F_c)
\end{aligned} \tag{2.8}$$

$$\begin{aligned}
c_2 &= 0 && (0\% \leq F_c < 10\%) \\
&= (F_c - 10) / 18 && (10\% \leq F_c)
\end{aligned} \tag{2.9}$$

2) N_a pour un sol graveleux

$$N_a = \{1 - 0,36 \log_{10} (D_{50} / 2,0)\} N_1 \tag{2.10}$$

Avec :

N : SPT compte du coup

$$N_1 : N \text{ corrélé avec la contrainte effective } (N_1 = 170N / (\sigma_v' + 70)) \tag{2.11}$$

D_{50} : diamètre de grain de 50% en passe (mm)

σ_v' : contrainte effective du sol.

Les deux formules conduisent au même résultat. Dans cette étude le facteur de résistance à la liquéfaction est calculé par la 2^{ème} formule car elle distingue les types de séisme.

Etape 2) Estimation de la contrainte de cisaillement (L) susceptible d'être induite dans le dépôt de sol lors d'un séisme [4, 18], donnée par la formule suivante :

$$L = \alpha / g \cdot \sigma_v / \sigma_v' \cdot r_d \tag{2.12}$$

Avec :

r_d : facteur de réduction de contrainte

$$r_d = 1,0 - 0,015 x \tag{2.13}$$

x : profondeur (m)

α : accélération de la gravité.

σ_v : pression de surcharge totale (kN / m^2)

σ_v' : pression de surcharge effective (kN / m^2)

Etape 3) Estimation du facteur de résistance à la liquéfaction (F_L) du dépôt sur la base des étapes précédentes [4, 18] donné par le rapport de la résistance à la liquéfaction R sur la contrainte de cisaillement L comme suit :

$$F_L = R/L \tag{2.14}$$

On considère théoriquement que la stabilité vis-à-vis de la liquéfaction est assurée pour un facteur de résistance supérieur à l'unité [4, 18] tel que :

Si $F_L \leq 1,0$: site Jugé liquéfié.

Si $F_L > 1,0$: site Jugé non liquéfié.

2.2.2 Méthode PI

Sur la base des résultats de la méthode F_L , Iwasaki [4, 18] a estimé l'indice du potentiel de liquéfaction donné par la formule suivante :

$$P_I = \int_0^{20} F \cdot w(z) dz \quad (2.15)$$

Avec :

F : fonction du facteur de résistance donnée par :

$$\begin{aligned} F &= 1,0 - F_L && (F_L < 1,0) \\ &= 0,0 && (F_L \geq 1,0) \end{aligned} \quad (2.16)$$

F_L : facteur de résistance à la liquéfaction calculé par la méthode F_L (formule 2.12)

$w(z)$: fonction de poids pour profondeur donnée par :

$$w(z) = 10,0 - 0,5 z \quad (2.17)$$

z : profondeur (m).

Selon la formule (2.13) [4, 18] pour une profondeur de 0 à 20 m, et F_L nul (sol jugé liquéfié) la valeur de PI devient égale à 100 et pour F_L supérieur à l'unité (sol jugé non liquéfié) la valeur de PI devient nulle.

Donc selon Iwasaki [4, 18] la valeur de l'indice de potentiel de liquéfaction PI varie de 0 jusqu'à 100, pour cela Iwasaki a calculé le PI de 63 sites liquéfiés et 22 sites non liquéfiés des 6 tremblements de terre au Japon suivant :

- 1 Nobi 1891
- 2 Tohankai 1944
- 3 Fukui 1948
- 4 Niigata 1964
- 5 Tokachi-oki 1968
- 6 Miyagiken-oki 1978

Les résultats de PI sont présentés dans la figure 2.2.

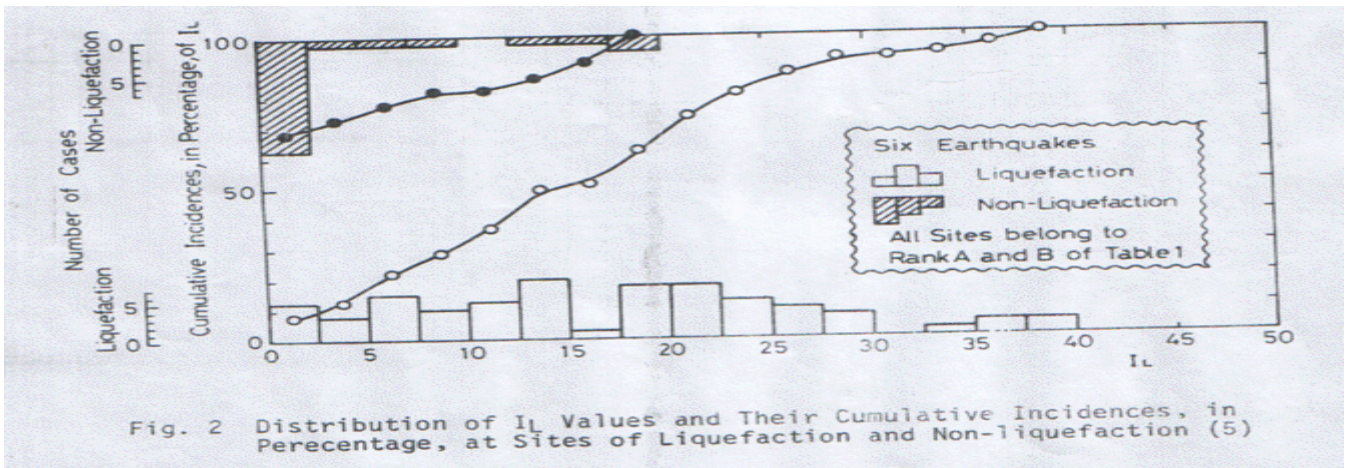


Figure 2.2 : Distribution de PI pour les sites liquéfiés et non liquéfiés [18]

A partir de la figure 2.2 Iwasaki [4, 18] a conclu que le potentiel de la liquéfaction est très élevé pour les sites présentant des valeurs de l'indice PI plus grandes que 15 et il est relativement bas si l'indice PI est inférieur à 5. Par conséquent, l'indice de potentiel de liquéfaction PI sera adopté comme paramètre essentiel dans les cartes du potentiel de liquéfaction et sera pris comme suit :

$15 < PI$	potentiel très élevé (liquéfaction sévère) ;
$5 < PI \leq 15$	potentiel relativement élevé ;
$0 < PI \leq 5$	potentiel relativement bas ;
$PI = 0$	potentiel nul (absence de liquéfaction).

2.3 Conclusion

Nous avons présenté les différentes étapes d'évaluation du potentiel de la liquéfaction d'un site en utilisant la méthode d'Iwasaki.

Cette dernière se base sur les paramètres géotechnique du sol afin d'obtenir un facteur de résistance pour chaque profondeur. A partir de là une relation permet de liées les différentes facteurs afin d'obtenir un indice du potentiel de liquéfaction objet de notre travail.

Dans cette méthode, quatre intervalles ont été définie. Selon l'appartenance de l'indice du potentiel de liquéfaction à l'un des intervalles, on distinguera un potentiel très élevé, relativement élevé, relativement bas et nul.

Cette classification sera établie automatiquement grâce à des programmes informatiques développés en Fortran et sous Delphi.

CHAPITRE 3 VALIDATIONS ET APPLICATIONS

3.1 Introduction

Dans le cadre de nos travaux un programme Fortran ainsi qu'un autre sous Delphi ont été élaborés afin de mettre en œuvre la méthode d'Iwasaki pour l'estimation de l'indice de potentiel de liquéfaction pour un site donné.

Cet indice va nous permettre de classer notre site en fonction de l'importance du phénomène de liquéfaction des sols.

Des exemples seront traités afin de montrer l'efficacité du programme. Les bases de données sont prises des rapports élaborés par le Laboratoire National de l'Habitat et de Constructions « L.N.H.C », à défaut de ne pouvoir utiliser d'autre données provenant du LCTP ou le LTPO par exemple car ces derniers et malgré nos multiples tentatives ne nous ont pas répondu favorablement.

3.2. Présentation des logiciels utilisés

FORTRAN est un langage de programmation simple, permet une bonne efficacité à l'exécution.

DELPHI est un environnement de programmation visuel orienté objet pour le développement rapide d'application. Il permet de créer des interfaces graphiques tout en disposant d'un puissant langage de programmation.

Avec DELPHI on peut créer des applications performantes sous l'environnement windows 95, 98,2000...etc.

3.3 Organigramme de calcul

Le programme développé va nous permettre d'estimer l'indice du potentiel de liquéfaction d'un site donné.

Les étapes du programme sont présentées sous forme d'organigramme suivant :

Figure 3.1 : Organigramme de calcul.

3.4. Présentation du programme

Le programme développé se compose de deux parties :

1. la partie interface utilisateurs.
2. la partie programme.

3.4.1. Partie interface utilisateurs

Elle permet l'introduction des données nécessaires au programme de façon conviviale. Elle contient les pages suivantes :

- Page d'accueil

Cette page nous permet d'accéder aux applications, comme montré sur la figure 3.2:

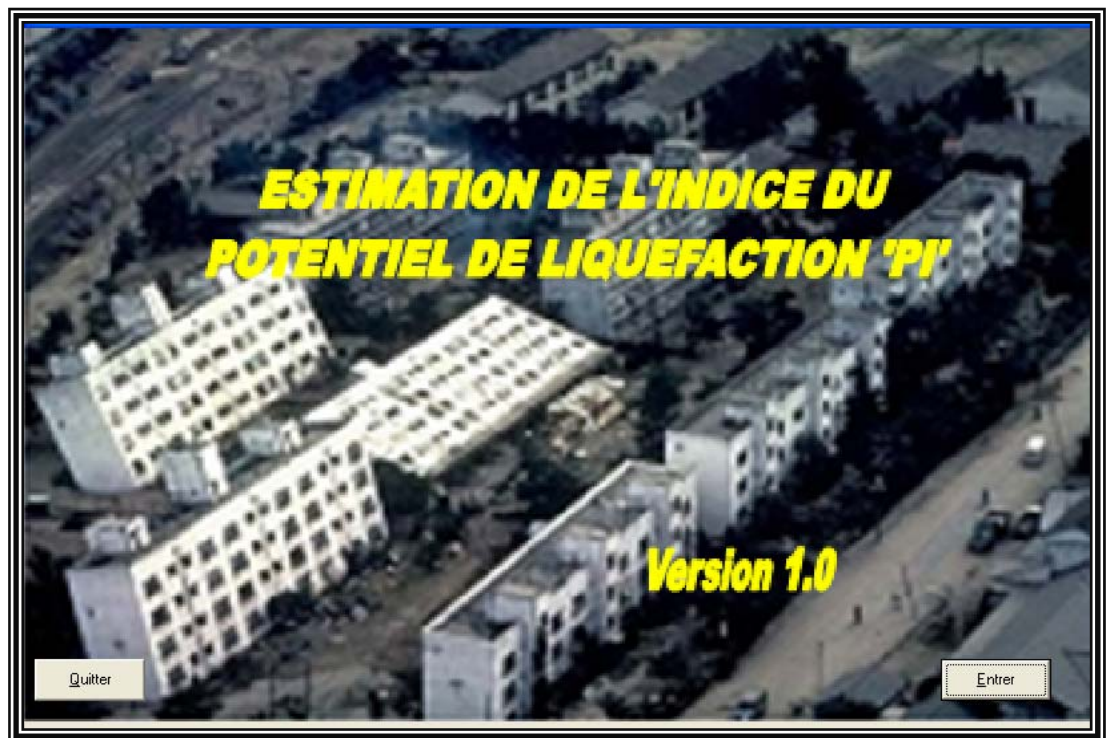


Figure 3.2 : Page d'accueil.

- Page des manipulations

La page manipulations contient trois onglets :

1. Onglet fiche des données géotechniques.
2. Onglet résultat.
3. Onglet rapport.

L'onglet fiche des données géotechniques nous permet d'introduire les données géotechniques comme l'indique les figures 3.3, 3.4 et 3.5

Fichier Edition Recherche ?

FICHE TECHNIQUE 1/3 | FICHE TECHNIQUE 2/3 | FICHE TECHNIQUE 3/3 | RESULTAT | RAPPORT

WILAYA ADRESSE:

COMMUNE

ZONE SISMIQUE TYPE DE CONSTRUCTION

USAGE ACCELERATION MAXIMALE a/g

Suivant >>

Figure 3.3 : Page d'introduction des données géotechniques 1/3.

Fichier Edition Recherche ?

FICHE TECHNIQUE 1/3 | FICHE TECHNIQUE 2/3 | FICHE TECHNIQUE 3/3 | RESULTAT | RAPPORT

Résistance

Facteur de finesse FC (%)		Compte de coups N SPT		Facteur de finesse FC (%)		Compte de coups N SPT	
Pour Z = 1 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 11 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 2 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 12 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 3 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 13 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 4 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 14 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 5 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 15 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 6 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 16 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 7 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 17 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 8 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 18 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 9 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 19 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 10 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 20 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

<< Précédent

Suivant >>

Figure 3.4 : Page d'introduction des données géotechniques 2/3.

Fichier Edition Recherche ?

FICHE TECHNIQUE 1/3 | FICHE TECHNIQUE 2/3 | **FICHE TECHNIQUE 3/3** | RESULTAT | RAPPORT

Contraintes du sol

Contraintes effectives		Contraintes totales		Contraintes effectives		Contraintes totales	
Pour Z = 1 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 11 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 2 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 12 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 3 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 13 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 4 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 14 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 5 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 15 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 6 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 16 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 7 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 17 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 8 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 18 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 9 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 19 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Pour Z = 10 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	Pour Z = 20 m	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

TYPE DE SOL

Sol sableux

Sol graveleux

TYPE DU SEISME

Type interface des plaques de grande envergure

Type intérieure du pays

<< Précédent **CALCUL DU FACTEUR DE RESISTANCE A LA LIQUEFACTION (FL)** Suivant >>

Figure 3.5: Page d'introduction des données géotechniques 3/3.

L'onglet résultat nous permet de voir les différents résultats du facteur de résistance locale pour chaque profondeur et de calculer l'indice du potentiel de liquéfaction (voir figure 3.6).

Fichier Edition Recherche ?

FICHE TECHNIQUE 1/3 | FICHE TECHNIQUE 2/3 | FICHE TECHNIQUE 3/3 | **RESULTAT** | RAPPORT

Facteur de résistance local

Pour Z = 1 m	<input type="text"/>	Pour Z = 11 m	<input type="text"/>
Pour Z = 2 m	<input type="text"/>	Pour Z = 12 m	<input type="text"/>
Pour Z = 3 m	<input type="text"/>	Pour Z = 13 m	<input type="text"/>
Pour Z = 4 m	<input type="text"/>	Pour Z = 14 m	<input type="text"/>
Pour Z = 5 m	<input type="text"/>	Pour Z = 15 m	<input type="text"/>
Pour Z = 6 m	<input type="text"/>	Pour Z = 16 m	<input type="text"/>
Pour Z = 7 m	<input type="text"/>	Pour Z = 17 m	<input type="text"/>
Pour Z = 8 m	<input type="text"/>	Pour Z = 18 m	<input type="text"/>
Pour Z = 9 m	<input type="text"/>	Pour Z = 19 m	<input type="text"/>
Pour Z = 10 m	<input type="text"/>	Pour Z = 20 m	<input type="text"/>

⏪ ⏩ ⏴ ⏵ + - ↶ ↷ ↺ ↻

CALCUL DE L'INDICE DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION (PL)

Potentiel de liquéfaction

Indice de potentiel de liquéfaction PI

Potentiel de liquéfaction

<< Précédent Suivant >>

Figure 3.6 : Affichage des résultats obtenus.

L'onglet rapport affiche une récapitulation des coordonnées du site étudié et le résultat obtenu pour le potentiel de liquéfaction (voir figure 3.7).

The screenshot shows a software window with a menu bar (Fichier, Edition, Recherche, ?) and a tabbed interface. The active tab is 'RAPPORT'. The main content area has a yellow background and contains the following text:

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA :

COMMUNNE :

ADRESSE :

ORGANISME :

Suite à la visite sur site cité au dessus,

- Après la récapitulation et l'analyse des différentes caractéristiques géotechnique du site.

L'organisme déclare que le potentiel de liquéfaction du site est :

SIGNATURE DE L'INGENIEUR

Figure 3.7 : Rapport du calcul.

3.4.2. Partie programme

Cette partie a pour rôle de traiter les données géotechniques caractérisant le site étudié afin de calculer en premier lieu un facteur de résistance local F_L pour chaque profondeur.

Après avoir calculé le F_L le programme nous permet d'estimer l'indice du potentiel de liquéfaction « PI » pour notre site.

Enfin, la dernière étape consistera à classer le site en potentiel de liquéfaction: très élevé, relativement élevé, relativement bas et nul.

3.5 Validation

Nous présenterons les exemples traités par notre programme. Ces exemples concernent des sites des wilaya de Boumerdes et Tipaza.

Les résultats obtenus seront comparés à ceux données par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Constructions (L.N.H.C).

3.5.1 Exemple 1

Il s'agit d'un site à « Boumerdes » réservé au projet d'un complexe sportif. Le programme d'étude a porté sur la réalisation de sondages carottés, des essais de pénétration statique SPT.

Dans le but de définir la nature lithologique des couches constituant le terrain, 9 sondages ont été réalisés, dont deux profonds de 12m, quatre profonds de 21m, deux profonds de 24m et un profond de 32m. Les coupes établies après description visuelle des échantillons récupérés révèlent que le terrain est constitué par des sables fins à moyens de couleur jaunâtre à jaune grisâtre, la nappe d'eau a été localisée à 7m.

a) Vulnérabilité du site à la liquéfaction

Rappelons que le sol sableux est susceptible d'être liquéfié s'il répond aux critères suivants :

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

Pour le terrain rencontré, nous avons:

- Nappe d'eau à 7m.
- $C_u = d_{60}/d_{10} = 0.7 / 0.2 = 3.5 < 15$.
- $d_{50} = 0.6 \text{ mm}$ ($50 \mu\text{m} < 0.6 \text{ mm} < 1,5 \text{ mm}$)

Les conditions étant remplies, le phénomène de liquéfaction pourrait être observé.

b) Evaluation du risque de liquéfaction

Selon le rapport du sol de ce site, nous avons les données suivantes

- Une valeur d'accélération maximale en surface $a_{\text{max}} = 0.30$; valeur donnée par le RPA 99, addenda 2003 en zone III, le groupe d'usage IB.
- Une valeur moyenne de facteur de finesse F_c égale à 6 %, obtenue par les courbes des analyses granulométriques (F_c pour chaque profondeur est récapitulé dans le tableau 3.1).
- Les valeurs du nombre de coups NSPT étant compris entre 10 et 30 coups, sont consignées dans le tableau 3.1.

- Les valeurs de la densité sèche γ_d du sol sont récapitulées dans le tableau 3.1.

Profondeur Z (m)	Facteur de finesse Fc (%)	Nombre de coups N _{SPT}	Densité sèche γ_d (kN/m ³)
2	5	9	14.43
3	5	14	14.92
4	8	14	14.92
5	8	11	14.51
6	8	16	14.91
7	5	21	15.34
8	6	23	15.43
9	6	14	14.84
10	6	24	15.70
11	5	13	14.67
12	5	12	14.51
13	6	10	14.51
14	6	24	15.70
15	5	13	14.84
16	6	12	14.51
17	4	21	15.34
18	4	18	15.08
19	5	20	15.34
20	5	20	15.34

Tableau 3.1 : Caractéristiques géotechniques d'un site à « Boumerdes » réservé à la réalisation d'un complexe sportif.

Après l'introduction de toutes ces valeurs dans le programme, le résultat obtenu donne un indice du potentiel de liquéfaction PI égale à 11.94. Il appartient au 2^{ème} intervalle ($5 < PI < 15$).

Cette valeur traduit donc un potentiel de liquéfaction relativement élevé.

Dans la conclusion du L.N.H.C nous noterons que le calcul a donné des valeurs de facteurs de sécurité Fs inférieur à 1.0, le site est donc liquéfiable selon le RPA 99, addenda 2003 (voir annexe 3).

Les deux conclusions sont identiques, le programme est bon dans ce cas de figure.

3.5.2 Exemple 2

Il s'agit de l'assiette du projet des 520 logements à Boumerdes. Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol, des essais SPT et deux sondages ont été réalisés, ils ont mis au jour la lithologie suivante :

Sondage 01

- 0 - 2 m remblai.
- 2 – 3 m sable limoneux brun rougeâtre.
- 3 – 10 m sable fin beige lâche.
- 10 – 20 m sables limoneux.

Sondage 02

- 0 – 3 m remblai.
- 3 – 6.5 m sable fin.
- 6.5 – 9.5 m sable limoneux.
- 9.5 – 13 m sable limoneux brunâtre.
- 13 – 20 m sables fin peu limoneux.

Notons que la nappe d'eau a été détectée lors du forage à 12 m.

a) Vulnérabilité du site à la liquéfaction

Le terrain étudié est formé d'un sol pulvérulent présentant les conditions suivantes :

- Une nappe d'eau à 12 m (les couches de 12 à 20 m sont susceptibles d'être liquéfiées).
- Un coefficient d'uniformité $C_u = 0.4 / 0.1 = 4 < 15$.
- Un diamètre $D_{50} = 0.3$ mm compris entre 0.05 mm et 1.5 mm.

D'où susceptibilité du terrain à la liquéfaction.

b) Evaluation du risque de liquéfaction

A partir du rapport du sol de ce site, nous avons les données suivantes

- Une valeur d'accélération maximale en surface $a_{max} = 0.30$; valeur donnée par le RPA 99, addenda 2003 en zone III, le groupe d'usage IB.

- Une valeur moyenne de facteur de finesse F_c égale à 24 %, obtenue par les courbes des analyses granulométriques (F_c pour chaque profondeur est récapitulé dans le tableau 3.2).
- Les valeurs du nombre de coups NSPT étant compris entre 9 et 50 coups, sont consignées dans le tableau 3.2.
- Les valeurs de la densité sèche γ_d du sol sont récapitulées dans le tableau 3.2.

Profondeur Z (m)	Facteur de finesse F_c (%)	Nombre de coups N_{SPT}	Densité sèche γ_d (kN/m³)
1	38	12	14.83
2	38	42	16.77
3	38	30	16.07
4	12	20	15.34
5	12	21	15.34
6	14	50	16.88
7	12	29	16.17
8	12	43	16.98
9	14	23	15.6
10	14	48	16.88
11	40	33	16.77
12	40	49	16.88
13	20	47	16.88
14	20	35	16.36
15	20	24	15.60
16	20	10	14.52
17	20	12	14.83
18	20	9	14.44
19	28	14	14.83
20	28	11	14.52

Tableau 3.2 : Caractéristiques géotechniques du site pour la réalisation de 520 logements à Boumerdes.

Après l'introduction de toutes ces valeurs dans le programme, le résultat obtenu donne un indice de potentiel de liquéfaction PI égale à 0,4. Il appartient au 3eme intervalle ($0 < PI < 5$) cette valeur traduit donc un potentiel de liquéfaction relativement bas.

Dans la conclusion du L.N.H.C le calcul a montré que le site est liquéfiable (voir annexe 3). D'où une bonne correspondance entre les résultats.

3.5.3 Exemple 3

Il s'agit d'un site réservé à la réalisation des projets des 362 logements à Boumerdes.

La campagne de reconnaissance menée sur site a porté sur la réalisation de cinq (05) sondages. Ces derniers ont mis au jour la lithologie suivante :

- La nature du sol est constitué par des argiles limoneux déposées sur des sables peu argileux jusqu'à 6 m. le tout est couvert par une couche de remblai dont l'épaisseur est un mètre.
- Des indices de présence d'eau ont été relevés à 2.0 m de profondeur.

a) Vulnérabilité du site à la liquéfaction

Pour déterminer les caractéristiques du sol cinq sondages ont été réalisé (SPT1, SPT2, SPT3, SPT4, SPT5).

Pour les sondages SPT1, SPT2, SPT4 et SPT5, le nombre de coups varie entre 70 à 110 et le coefficient d'uniformité $C_u = 30$. Il est inférieur à 15 ce qui caractérise un sol dense.

Par contre pour le sondage SPT3 les trois conditions de susceptibilité de liquéfaction sont réunies. Donc dans cet exemple pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction on se basera sur les résultats donnés par ce dernier.

b) Evaluation du risque de liquéfaction

L'analyse des données et résultats des reconnaissances effectuées dans le cadre de la présente étude montre que :

- Une valeur d'accélération maximale en surface $a_{max} = 0.30$; valeur donnée par le RPA 99, addenda 2003 en zone III, le groupe d'usage IB.

- Une valeur moyenne de facteur de finesse F_c égale à 38 %, obtenue par les courbes des analyses granulométriques (F_c pour chaque profondeur est récapitulé dans le tableau 3.3).
- Les essais SPT réalisés dans les différents sondages donnent des valeurs comprises entre 31 et 44 coups, sont consignées dans le tableau 3.3.
- Les valeurs de la densité sèche γ_d du sol sont récapitulées dans le tableau 3.3.

Profondeur Z (m)	Facteur de finesse F_c (%)	Nombre de coups N_{SPT}	Densité sèche γ_d (kN/m³)
1	36	31	16.56
2	36	32	16.56
3	40	42	17.42
4	4	42	17.42
5	41	44	17.65
6	41	44	17.65

Tableau 3.3 : Caractéristiques géotechniques du projet des 362 logements à Boumerdes.

Après l'introduction de toutes ces valeurs dans le programme, le résultat obtenu stipule que le sol n'est pas liquéfiable car la valeur moyenne du N_{SPT} est supérieur à 30 coups ceci traduit un sol dense et donc non liquéfiable.

Dans la conclusion donnée par L.N.H.C, nous noterons que le calcul a donné un facteur de sécurité $F_s < 1.25$ (voir annexe 3) et c'est le même résultat obtenu par notre programme.

3.5.4 Exemple 4

Il s'agit d'un site réservé à la réalisation des 520 logements à Boumerdes.

Le programme d'étude a porté sur la réalisation de :

- Quatre (04) sondages carottés de 12 m de profondeur.
- Quinze (15) essais SPT (Standard Pénétration Test).

Les quatre sondages carottés ont donnés la lithologie suivante :

Sondage 01

- 1.20 m Remblais.
- 3.00 m Sable limoneux, peu graveleux, rougeâtre.
- 3.00 – 11.00 m Sable moyen peu limoneux, peu graveleux, marron jaunâtre
- 11.00 – 12.00 m Marne.

Sondage 02

- 0.00 – 1.50 m Remblais.
- 1.00 – 12.00 m Sable peu limoneux moyen marron.

Sondage 03

- 0.00 – 1.50 m Remblais.
- 1.50 – 9.00 m Sable moyen peu limoneux brunâtre.
- 9.00 – 12.00 m Marne.

Sondage 04

- 0.00 – 0.03 m Remblais.
- 0.30 – 3.00 m Sable moyen à grossier.
- 3.00 – 12.00 m Marne.

Les sondages réalisés ont révélé des niveaux d'eau à des profondeurs récapitulées dans le tableau suivant :

Sondage	Niveau d'eau				
	SP 01	SP 02	SP 03	SP 04	SP 05
Profondeur (m)	6.00	8.00	5.00	*	5.00

Tableau 3.4 : Profondeur de la nappe phréatique.

a) Vulnérabilité du site à la liquéfaction

Pour le terrain rencontré, nous avons les caractéristiques suivantes :

- La nappe d'eau à 5 m.
- Le diamètre D₅₀ égale à 0.4 mm compris entre 1.5 et 0.05.
- Un coefficient d'uniformité C_u égale à 2.5 < 15.
- Les trois conditions sont réunies, donc le phénomène de liquéfaction pourrait être observé.

b) Evaluation du risque de liquéfaction

L'analyse des données et résultats des reconnaissances effectuées dans le cadre de la présente étude montre que :

- Une valeur d'accélération maximale en surface $a_{max} = 0.30$; valeur donnée par le RPA 99, addenda 2003 en zone III, le groupe d'usage IB.
- Une valeur moyenne de facteur de finesse F_c égale à 30 %, obtenue par les courbes des analyses granulométriques (F_c pour chaque profondeur est récapitulé dans le tableau 3.5).
- Les essais SPT réalisés dans les différents sondages donnent des valeurs comprises être 26 et 37 coups, sont consignées dans le tableau 3.5.
- Les valeurs de la densité sèche γ_d du sol obtenues varient entre 1.50 et 1.78 t/m³, sont récapitulées dans le tableau 3.5.

Profondeur Z (m)	Facteur de finesse F_c (%)	Nombre de coups N_{SPT}	Densité sèche γ_d (kN/m³)
2	10	35	16.36
3	10	26	15.79
4	11	37	16.56
5	11	30	16.07
6	11	27	15.79
7	40	27	15.79
8	40	27	15.79
9	40	26	15.70
10	40	27	15.79
11	40	27	15.79
12	40	30	16.07

Tableau 3.5 : Caractéristiques géotechniques du projet des 520 logements à Boumerdes.

Après l'introduction de toutes ces valeurs dans le programme, le résultat obtenu stipule que le sol n'est pas liquéfiable car la valeur moyenne du N_{SPT} est supérieur à 30 coups ceci traduit un sol dense et donc non liquéfiable.

Dans la conclusion du L.N.H.C nous noterons que le calcul a montré qu'il n'y a aucun risque de liquéfaction (voir annexe 3) d'où une bonne correspondance entre les résultats.

3.5.5 Exemple 5

Il s'agit d'un site réservé à la réalisation des 140 logements à Douaouda (Tipaza). Le programme d'étude a porté sur la réalisation de sept sondages carottés de 10m de profondeur, ainsi des essais de pénétration statique.

Les coupes lithologiques des sondages réalisées, mettent en évidence une couche superficielle de terre végétale de 0.2 m à 0.8 m d'épaisseur surmontant une couche de sable limoneux de couleur rougeâtre de 2.5 à 4.30 m d'épaisseur. Le tout repose sur la formation de sable jusqu'à 10 m de profondeur.

a) Vulnérabilité du site à la liquéfaction

Le terrain présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Une nappe d'eau à 5 m de profondeur.
- Un coefficient d'uniformité $C_u = 2.33 < 15$.
- Un diamètre $D_{50} = 0.5$ mm compris entre 0.05 et 1.5 mm.

Les trois critères de la susceptibilité à la liquéfaction sont réunis, donc le terrain risque d'être liquéfiable.

b) Evaluation du risque de liquéfaction

L'analyse des données et résultats des reconnaissances effectuées dans le cadre de la présente étude montre que :

- Une valeur d'accélération maximale en surface $a_{max} = 0.30$; valeur donnée par le RPA 99, addenda 2003 en zone III, le groupe d'usage IB.
- Une valeur moyenne de facteur de finesse F_c égale à 16 %, obtenue par les courbes des analyses granulométriques (F_c pour chaque profondeur est récapitulé dans le tableau 3.6).

- Les essais SPT réalisés dans les différents sondages donnent des valeurs comprises entre 25 et 30 coups, sont consignées dans le tableau 3.6.
- Les valeurs de la densité sèche γ_d du sol obtenues varient entre 1.57 et 1.62 t/m³, sont récapitulées dans le tableau 3.6.

Profondeur (m)	Facteur de finesse Fc (%)	Nombre de coups N_{SPT}	Densité sèche γ_d (KN / m³)
3	8	25	17,70
5	18	25	15,70
7	20	30	16,07
9	20	33	16,26

Tableau 3.6 : Caractéristiques géotechniques du projet de 140 logements, sis à Douaouda « TIPAZA ».

A partir de ces données, le résultat obtenu stipule que le sol n'est pas liquéfiable car la valeur moyenne du N_{SPT} est supérieure à 30 coups ceci traduit un sol dense et donc non liquéfiable.

Et c'est le même résultat donné par l'étude de L.N.H.C (présenté en annexe 3).

3.6 Applications

Dans cette partie, nous avons appliqué notre programme pour d'autres sites dont les données de base sont prises directement des résultats géotechniques de l'étude faite par L.N.H.C. Pour ce faire, nous avons choisis deux exemples d'applications pour la wilaya de d'Alger, et des exemples pour la wilaya de Blida.

3.6.1 Wilaya d'Alger

a) Exemple d'application N° 1

Le terrain étudié se situe à Mohamadia wilaya d'Alger, il est réservé pour la réalisation de la grande mosquée d'Alger qui s'étend sur une superficie de 20Ha et elle est projetée en des lots : Minaret, CCI, Dar El Coran, la mosquée et l'esplanade.

La campagne de reconnaissance géotechnique préliminaire menée par le laboratoire a consisté en la réalisation des essais in situ et au laboratoire dans le but de reconnaître la nature géologique des faciès constituant le sol d'assise en

profondeur et de déterminer leurs caractéristiques physico-mécaniques en profondeur.

Essais in situ

Les travaux in situ ont comporté :

- Des sondages carottés de cinquante (50) mètres de profondeur avec récupération d'échantillons et sont munis de tubes piézométriques pour contrôler la fluctuation du niveau de la nappe d'eau s'il existe.

L'identification immédiate des échantillons prélevés des différents sondages nous a permis de reconnaître la nature géologique des sols en profondeur et il s'agit d'un sol formé de deux faciès distincts :

1er faciès : représenté par des alluvionnaires formés de sables fins et grossiers avec des galets de forme subarrondis en présence des poches d'argile finement sableuse par endroits.

2eme faciès : sous la première configuration géologique on rencontre des argiles marneuses et les marnes compacts dans l'ensemble.

L'ensemble est recouvert d'une couche de remblais de 2.00 m de profondeur.

L'installation des tubes piézométrie au niveau des sondages réalisés, nous a été donné de constater que le niveau d'eau se trouve à une profondeur de 15 m.

- Des essais SPT programmés dans les passages pulvérulents afin d'étudier le comportement du sol vis-à-vis du phénomène de liquéfaction.

Les valeurs de nombre de coups corrigé de la résistance à la pénétration standard sont récapitulées dans le tableau 3.7.

Evaluation du potentiel de liquéfaction

D'après la reconnaissance du sol, il est mentionné que le site est composé principalement d'une épaisse couche de sable fin et grossier surmontant des argiles marneuses plus ou moins sableuses. Cette composition présente des coups de pénétration très élevés (plus de 30 coups).

La présence d'eau a été détectée à une profondeur de 15 m, ceci a permis de déduire que le phénomène de liquéfaction ne peut se produire.

Pour plus de sécurité, en se basant sur les données géotechniques citée ci-dessus, nous avons vérifié le potentiel de liquéfaction par la méthode d'Iwasaki. Après l'introduction des données, le programme a donné un indice de potentiel de liquéfaction nul.

Vu l'importance du projet, il a été signalé par le L.N.H.C dans son rapport qu'il faut revérifier le potentiel de liquéfaction, en considérant un niveau d'eau peu profond (« Vu l'importance du projet, nous conseillons vivement le client et le B.E.T. de considérer la présence de la nappe dans la colonne du sable au dessous de la fondation, et vérifier le potentiel de liquéfaction ... »).

Pour cela, nous allons recalculer le potentiel de liquéfaction, en supposant une nappe d'eau à 6 m de profondeur.

Sondage	Profondeur (m)	Sondage	Profondeur (m)
SC 01	9.00	SC 02	3.00
	12.00		6.00
	15.00		9.00
	21.00		12.00
	24.00		15.00
	27.00		18.00
	30.00		21.00
SC 04	3.00	SC 05	3.00
	6.00		6.00
	9.00		9.0
	12.00		12.00
	15.00		15.00
	18.00		18.00
	24.00		21.00

Tableau 3.7 : Valeurs de N SPT obtenues.

Estimation du potentiel de liquéfaction

Dans le tableau 3.8, nous allons récapituler les valeurs plus défavorables de N SPT facteur de finesse.

Après l'introduction de toutes ces valeurs, l'indice du potentiel de liquéfaction obtenu par le programme est de 3.59 compris entre 0 et 5, ce qui traduit un potentiel de liquéfaction relativement bas.

Profondeur Z (m)	Facteur de finesse Fc (%)	Nombre de coups N_{SPT}	Densité sèche γ_d (kN/m³)
6	14	20	15.34
9	10	27	15.61
12	10	25	15.88
15	40	33	16.27
18	35	33	16.27
20	25	31	16.07

Tableau 3.8 : Caractéristiques géotechniques du site de la grande mosquée d'Alger.

b) Exemple d'application N° 2

L'étude concerne un terrain située à l'intérieur du port d'Alger.

Le programme d'investigation géotechnique (nature, nombre d'essais ainsi que leur implantations) a été fixée par le laboratoire d'étude maritime L.E.M.

Pour ce faire, un plan d'implantation a été remis au L.N.H.C pour servir de base aux travaux.

Ces derniers ont porté sur la réalisation de :

- Cinq (05) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons pour les essais de laboratoire.
- Des essais SPT à intervalle de 1.5 m dans les horizons sableux.

La nature lithologique des échantillons montre que le terrain est constitué par les formations suivantes :

- 0.00 – 1.00 m Goudron et blocs de galets.
- 1.00 – 7.50 m Sables jaunâtres, graveleux, caillouteux.
- 7.50 – 10.50 m Sables fins à moyen moyens grisâtres.
- 10.50 – 12.00 m sables argileux fins.

Le niveau d'eau moyen se situ à 6 m de profondeur.

Evaluation du potentiel de liquéfaction

Le terrain présente les caractéristiques suivantes :

- Une nappe d'eau à 6 m.
- Un coefficient d'uniformité moyen égale à 2,69.
- Un diamètre D50 compris entre 0.2 et 0.5 mm.

Donc les trois conditions sont satisfaites, ce qui traduit que le terrain est susceptible d'être liquéfié.

Estimation de l'indice de potentiel de liquéfaction

L'analyse des données et résultats des reconnaissances effectuées dans le cadre de la présente étude montre que :

- Une valeur d'accélération maximale en surface $a_{max} = 0.30$.
- Une valeur moyenne de facteur de finesse F_c égale à 14 %, obtenue par les courbes des analyses granulométriques (F_c pour chaque profondeur est récapitulé dans le tableau 3.9).
- Les essais SPT réalisés dans les différents sondages donnent des valeurs comprises être 6 et 11 coups, sont consignées dans le tableau 3.9.
- Les valeurs de la densité sèche γ_d du sol obtenues varient entre 1.42 et 1.48 t/m³, sont récapitulées dans le tableau 3.9.

Profondeur Z (m)	Facteur de finesse Fc (%)	Nombre de coups N _{SPT}	Densité sèche γ _d (kN/m ³)
1	16	7	14.29
2	16	7	14.29
3	16	7	14.29
4	20	6	14.14
5	24	6	14.14
6	5	6	14.14
7	5	5	14.14
8	12	6	14.14
9	12	6	14.14
10	8	10	14.52
11	14	11	14.84
12	14	11	14.84

Tableau 3.9 : Caractéristiques géotechniques d'un site à l'intérieur du port d'Alger.

A partir de ces données, en utilisant notre programme, l'indice de potentiel de liquéfaction obtenu est égale à 25.11, il appartient au 1^{er} intervalle ($15 < PI$).

Cette valeur traduit un potentiel de liquéfaction très élevé, pour cela des mesures doivent être prises pour réduire ce risque.

Selon le RPA 99 (version 2003), les mesures de sécurité sont :

- Un rabattement du niveau de la nappe d'eau.
- Une densification de la couche des sables par le compactage dynamique.
- Une substitution de la couche liquéfiable par un matériau convenablement compacté.

3.6.2 Wilaya de Blida

La synthèse des données géotechniques prise du rapport des études faite par le L.N.H.C sur des sites de la wilaya de Blida (Chiffa; Bouarfa; Boufarique ; Ouled Yaich), nous a permis de constater que les terrains ne présentent aucune susceptibilité à la liquéfaction car les sondages réalisés donne la nature lithologique suivante :

- Une couche superficielle de terre végétale, composée de limons ; argiles.
- Au dessous de cette couche, on trouve une formation d'argile peu limoneuse.
- Une troisième formation apparaît, il s'agit d'une argile peu sableuse.

Donc, on peut constater qu'il n'ya aucune présence de couche sableuse.

Les données géologiques et géotechniques de l'étude du piémont Sud-Est révèle le même résultat:

- La carte géologique (voire figure 3.8) montre que le site de Blida est constitué des alluvions, marnes (aucune présence de couches sableuses).
- Le réseau hydrologique est constitué de quelques affluents qui vont rejoindre Oued-Beni Azza plus loin. Celui-ci se trouve à l'Est de la zone d'étude. A l'Ouest, se trouve Oued El Kebir, c'est un affluent d'Oued Chiffa.

Mais vu les formations marneuses et schisteuses rencontrées au piémont, l'étude a montré qu'on ne peut s'attendre à la présence de nappes phréatiques.

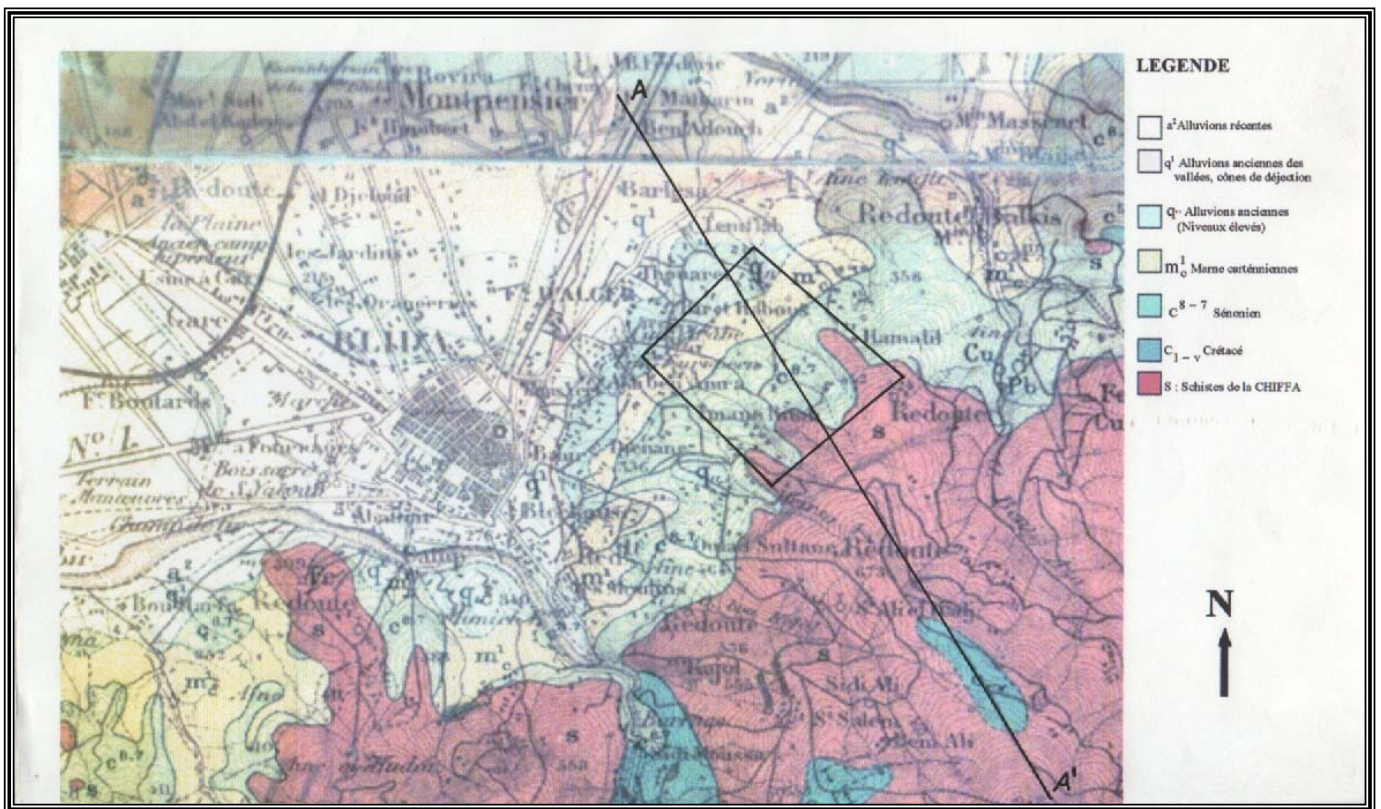


Figure 3.8 : Carte géologique de la Wilaya de Blida.

3.7 Conclusion

L'algorithme de la méthode de l'indice du potentiel de liquéfaction développée par Iwasaki a été mis en œuvre sous deux versions.

Une version Fortran, développée en premier à cause de sa simplicité et une version sous Delphi développée afin de rendre le programme convivial.

Ces deux versions ont été présentées ainsi que les résultats obtenus. Ces derniers ont montrés une bonne corrélation entre la méthode d'Iwasaki et les résultats d'un laboratoire en Algérie.

Les exemples traités nous confortent dans notre conviction d'utiliser cette méthode et l'outil développé sous Delphi pour l'estimation du potentiel de liquéfaction d'un site.

CONCLUSION

Lors de l'application des sollicitations sismiques, des ruptures et des dégâts souvent spectaculaires peuvent être observés. Ces ruptures ou dégâts sont occasionnées par la liquéfaction des sols. Le phénomène de liquéfaction a pour origine une perte importante et soudaine de la résistance au cisaillement du sol résultant d'une chute importante du niveau des contraintes effectives régnant au sein du matériau.

Afin d'appréhender ce phénomène différentes méthodes ont été mise au points. Les méthodes géotechniques sont les plus récentes et les plus précises quant à l'évaluation des différentes contraintes.

Parmi ces méthodes, nous distinguons la méthode d'Iwasaki faisant l'objet de notre travail. Cette méthode permet d'estimer le risque global de liquéfaction en calculant un indice de potentiel de liquéfaction.

La mise en œuvre numérique de cette méthode a permis l'obtention d'un outil conviviales donnant la susceptibilité de liquéfaction d'un terrain dans un rapport directement imprimable, d'où un gain de temps et une présentation uniforme et aisément lisible.

Cet outil peut être mis à la détermination des limites des différentes pages de susceptibilité de liquéfaction pour l'Algérie (celle utilisé pour le moment sont celle du Japon) mais ceci nécessite un grand nombre d'observation in-situ, ou des expérimentations assez complexe en laboratoire.

Un autre axe serait de cartographier sur système d'information géographique « S.I.G » les zones susceptibles de liquéfaction pour tout le territoire nationale (ceci nécessite un grand nombre de sondage).

ANNEXE 1

L'ESSAI DE PENETRATION STANDARDS SPT

Introduction

L'essai de pénétration standard SPT, d'origine américaine, a été inventé par Charles Gow en 1902 dans le but d'améliorer la qualité d'extraction des échantillons à sec. D'autres sources indiquent que cet essai est né en 1925, suite à de curieuses expériences faites par Karl Terzaghi à la société Raymond-Pile, en comptant le nombre de coups nécessaires pour enfoncer les carottiers sondeurs d'environ 30 cm, lors des campagnes de reconnaissance des sols. Constatant que ce nombre de coups peut être un paramètre géotechnique utile à la reconnaissance des sols, Terzaghi a suggéré un mode opératoire de l'essai de battage du carottier et une normalisation de l'appareillage.

Principe de l'essai

L'essai SPT consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H , et à mesurer le nombre de coups N nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 300 mm. En outre, l'essai permet d'extraire des échantillons remaniés du sol traversé.

Sols intéressés par le SPT

L'essai SPT est bien adapté à l'investigation des sols pulvérulents ou essentiellement pulvérulents tels que les sables, graviers, les sables légèrement argileux ou limoneux. Dans les sols argileux saturés, le battage du carottier se traduit par la mobilisation d'une forte résistance dynamique due à l'absorption de la presque totalité de l'énergie du battage par l'eau interstitielle, ce qui exige un nombre de coups trop élevé et fausse ainsi entièrement l'interprétation de l'essai pour l'étude de la résistance du sol.

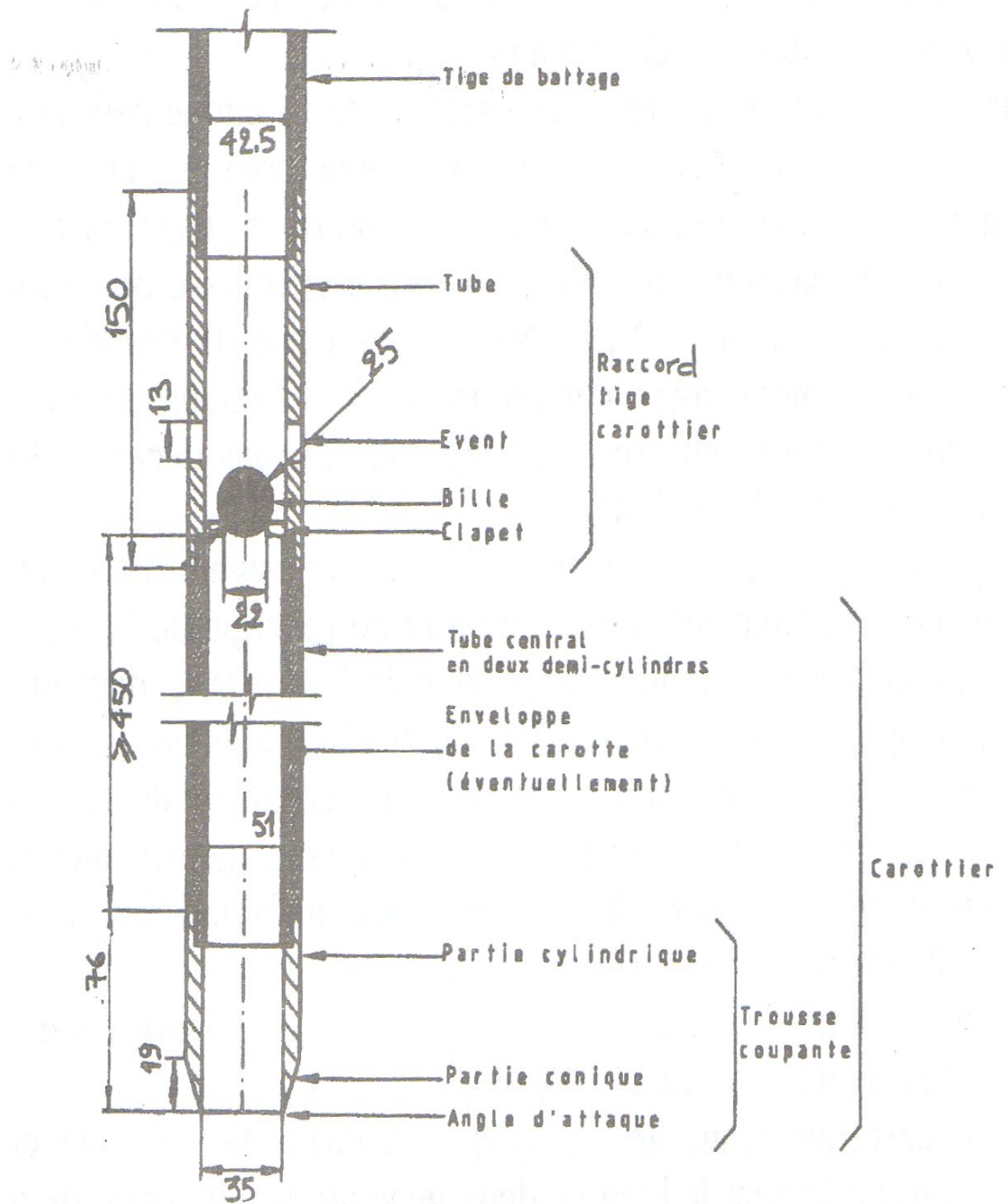


Schéma du carottier SPT normalisé.

ANNEXE 2

L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE CPT

Introduction

L'essai de pénétration d'une tige munie d'un cône afin de déduire la résistance du sol revient à Buisman au laboratoire de Delf en 1932. Depuis, plusieurs générations du pénétromètre statique se sont succédé avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base. Les premiers appareils étaient à transmission mécanique des efforts à la pointe à l'aide des tiges intérieures. Begemann 1953 introduisait un manchon de frottement latéral. Par la suite, aux années soixante, on assistait à la naissance des pénétromètres à pointe électrique.

Principe de l'essai

L'essai CPT consiste à enfoncer une tige de 30 à 100 mm de diamètre environ, finissant par une pointe conique, dans le sol avec une vitesse constante de l'ordre de 20 mm/s et de mesurer l'effort nécessaire à l'enfoncement de la tige à une profondeur donnée.

L'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé dans le cas de sols argileux.

Appareillages

On distingue en général deux catégories d'appareils:

- Le pénétromètre à cône fixe.
- Le pénétromètre à cône mobile.

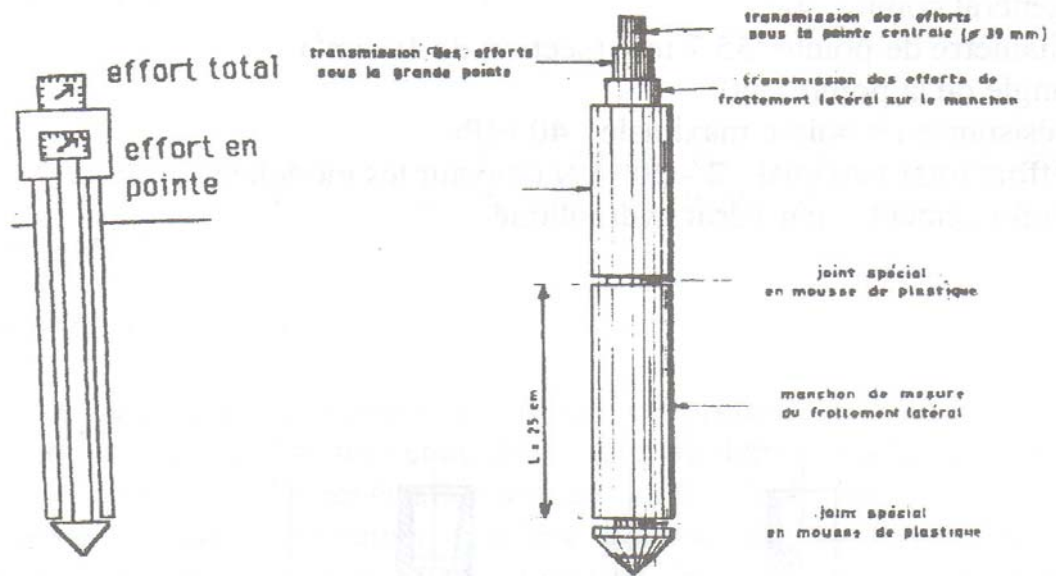


Figure 47 : Schéma de principe d'un cône fixe et du pénétromètre Andina

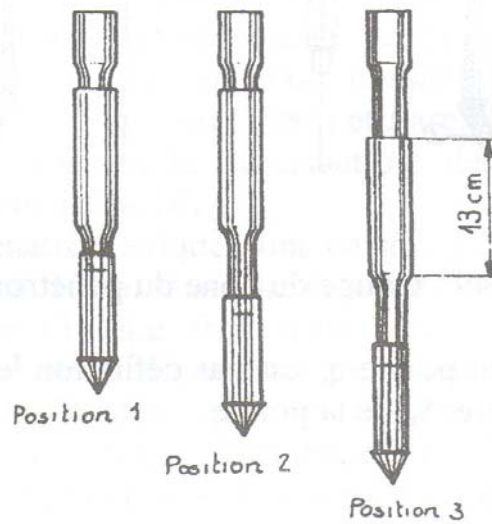


Schéma de principe du pénétromètre à cône mobile.

ANNEXE 3

Exemple 1

Projet : Etude géotechnique « complexe la Mediterrane ».

Client : E.P.L.F –Boumerdes.

Site : Front de Mer –Boumerdes.

Conclusion :

Profondeur (m)	Facteur de sécurité	
	SPT	CPT
9.0	0.73	0.36
10	0.90	0.34
12	0.47	0.34
13	0.38	0.31
15	0.43	0.24
16	0.41	0.20
18	0.64	0.23
19	0.57	0.18

...la vérification de la vulnérabilité du sol à la liquéfaction a été effectuée pour une valeur de l'accélération maximale en surface $a_{max} = 0.3$.

Le calcul a donné des valeurs de facteurs de sécurité F_s inférieur à 1.0, le site est donc liquéfiable selon le RPA 99 , addenda 2003.

A cet effet, le terrain réservé au projet doit faire l'objet d'un renforcement afin d'améliorer ses caractéristiques géotechniques et par conséquent de réduire le potentiel de liquéfaction...

Les ingénieurs chargés d'étude : N.BALA.

F.ABOUB.

Exemple 2

Projet : Nouvelle implantation des 520 logements.

Client : O.P.G.I –Boumerdes.

Site : Boumerdes.

Conclusion :

Profondeur (m)	N SPT	Risque de liquéfaction
1	12	Remblai
2	42	Non liquéfiable
3	30	Non liquéfiable
4	20	Risque
5	21	Risque
6	50	Non liquéfiable
7	29	Non liquéfiable
8	43	Non liquéfiable
9	23	Non liquéfiable
10	48	Non liquéfiable
11	33	Non liquéfiable
12	49	Non liquéfiable
13	47	Non liquéfiable
14	35	Non liquéfiable
15	24	Non liquéfiable
16	10	Risque
17	12	Risque
18	9	Risque
19	14	Risque
20	11	Risque

...la liquéfaction est donnée à titre indicatif cette dernière doit être vérifiée par le CGS qui dispose de moyen plus approprié.

L'ingénieur chargé d'étude : M.KELIFI.

Exemple 3

Projet : 362 logements.

Client : ALPRI –Boumerdes.

Site : CORSO -Boumerdes.

Conclusion :

Sondages	Profondeur (m)	N SPT	D50	Rd	R	L	FI
SPT 1	6.00	110	0.33	0.91	1.10	0.664	1.65
SPT 2	6.00	112	0.38	0.91	1.09	0.637	1.71
SPT 3	6.00	42	0.025	0.91	0.828	0.737	1.12
SPT 4	6.00	78	0.016	0.91	1.268	0.773	1.64
SPT 5	6.00	85	-	-	-	-	-

... Le risque de liquéfaction du sol est estimé par les approches de CORTE et SEED, a révélé que la couche de sable risque de se liquéfier au droit du SPT 3, dont le FI < 1.25.

L'ingénieur chargé d'étude : S.BENTARZI.

Exemple 4

Projet : 520 logements.

Client : O.P.G.I –Boumerdes.

Site : Boumerdes.

Conclusion :

Sondage	Profondeur (m)	N _{SPT}	C _N	τ_{av}/γ'_v	Risque de liquéfaction
S 01	3.00	26	1.38	0.399	Non liquéfiable
	6.00	28	1.02	0.317	Non liquéfiable
	9.00	30	0.9	0.300	Non liquéfiable
S 02	3.00	26	1.38	0.399	Non liquéfiable
	6.00	27	1.02	0.306	Non liquéfiable
	9.00	26	0.9	0.260	Non liquéfiable
	12.00	30	0.8	0.267	Non liquéfiable
S 03	3.00	27	1.38	0.414	Non liquéfiable
S 04	3.00	26	1.38	0.399	Non liquéfiable

Selon cette approche, aucun des points calculés n'est tombé dans le domaine contenant l'ensemble des sites ou la liquéfaction a été observée. Donc il n'y a aucun risque de liquéfaction dans les couches de sables analysées.

L'ingénieur chargé d'étude : A.CHORFI.

Exemple 5

Projet : 140 logements.

Client : AGRFU - DOUAOUDA.

Site : DOUAOUDA.

Conclusion :

Sur la base des données géologiques et des résultats géotechniques obtenus, nous concluons que le terrain projeté pour le future projet « 140 logements » ne présente aucun risque de liquéfaction dont le facteur de sécurité est supérieur à 1.25.

L'ingénieur chargé d'étude : D.BOUSSAIDI.

ANNEXE 4

LES TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS LIQUEFIABLES

Les techniques d'améliorations des sols visent à réduire le risque de liquéfaction en utilisant une variété de méthodes pour éviter les grandes augmentations de pression d'eau interstitielle pendant le séisme. On peut citer les techniques suivantes :

- Introduction des pieux de compaction ;
- Insertion de sondes vibratoires ;
- Utilisation de technique de vibroflotation qui consiste à insérer une sonde qui compacte le sol par vibration et injection d'eau sous pression (voir figure 1.19).

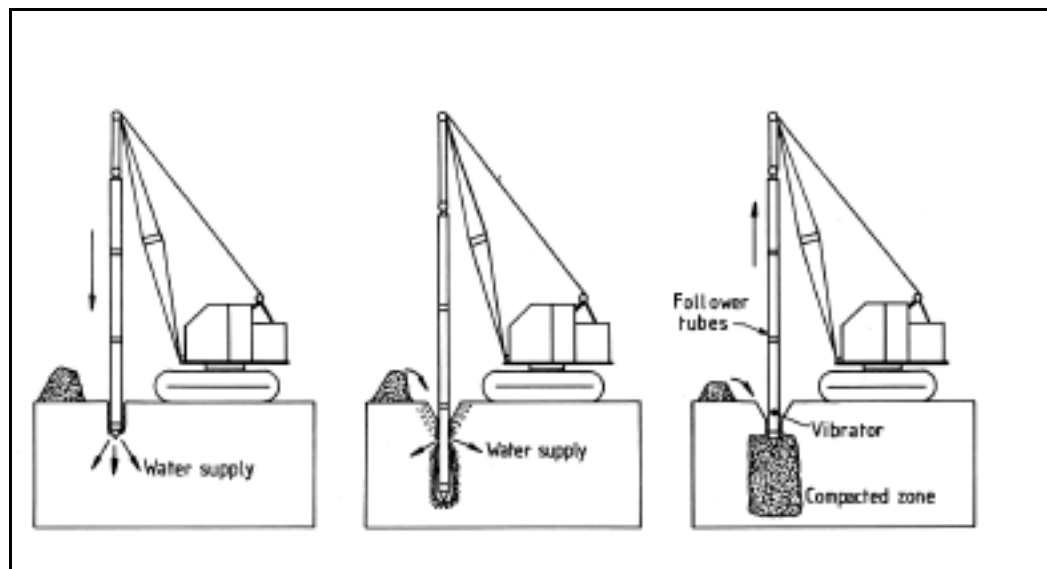


Figure 1.19 : Technique de vibroflotation [17].

- Injection de produits chimiques (généralement des résines) afin d'augmenter la résistance au cisaillement du sol ;
- Utilisation de la compaction dynamique qui consiste à laisser tomber en chute libre, sur un grillage prédéterminé, un poids du haut d'une grue figure 1.20.



Figure 1.20 : Technique de la compaction dynamique [17].

- Augmentation de la capacité de drainage du sol. Cette technique inclue l'installation des drains de gravier, du sable verticalement.

Les techniques de drainage sont souvent utilisées en combinaison avec d'autres types de techniques d'amélioration de sol pour une réduction pertinente du risque de liquéfaction.

REFERENCES

1. Pecker,A,« Dynamique des sols », Ecole nationale des ponts et chaussées,1984.
2. Serratrice. JF, « Identification des sites pour des projet d'ouvrage en terre », CFMS/AFPS Paris, 2004.
3. Philipponnat .G, « Fondatios et Ouvrages En Terre », Eyrolles Paris, 1998.
4. Oyo international corp. Nippon Koei CO,LTD, « Study of seismic microzonning of the wilaya of Algiers », progress report, August 2005.
5. Kuribayashi, E. Tatsuoka, F. Brief Review of Soil Liquefaction During Earthquakes in Japan, Soils and Foundations, Vol.15, No.4, 1975.
6. Youd, T. L. «Discussion of « Brief Review of Soil Liquefaction During Earthquakes in Japan, » par Kuribayashi, E. and Tatsuoka, F., Soils and foundations, Vol.17, No.1, 1977.
7. Davis, R.O. Berrill, J.B. (1983). « Comparison of Liquefaction Theory with Field Observations», Geotechnique Vol.33, No.4, pp.455-460.
8. Davis, R.O. and Berrill, J.B. (1984). Discussion of "Comparison of Liquefaction Theory with Field Observations par Davis, R.O., Geotechnique ,Vol.34, No.4, pp.627-629.
9. Richter, C.F. (1935). « An Instrumental Magnitude Scale, Bull. Seismic. » Soc. Am., Vol.25, pp.1- 32.
10. Ambraseys, N.N. « Engineering Seismology», Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.17, 1988.
11. Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japon, « Handbook on Liquefaction Remediation of reclaimed Land », Balkima,1997.
12. Monge O. « Liquéfaction des sols sous séisme », rapport interne,BRGM, Février 2001.
13. Schlosser .F, « Elément de mécaniques des sols », Ecole nationale des ponts et chaussées, 1983.
14. Ishihara, K. and Ogawa, K. Liquefaction Susceptibility Map of Downtown Tokyo, Proc, 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco, Vol.2, 1978.

15. Seed, H.B. and Idriss, I. M. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, J. SMFD, ASCE, Vol.97, No.9,1971.
16. Seed, H.B., Idriss, I. M. and Arango, I. Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, J. GE, ASCE, Vol.109, No.3, 1983.
17. Marchell L, « Geotechnical Design considerations », Lawgibb group member, LosAngeles, 1999.
18. Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S. and Sato, H. «Microzonation for Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods», Proc., 3rd Int. Conf. on Microzonation, Seattle, 1982.