

# ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION DE LA PLAINE ALLUVIALE DE BEJAIA, AU NORD-EST DE L'ALGERIE

## EVALUATION OF LIQUEFACTION POTENTIAL OF ALLUVIAL PLAIN OF BEJAIA, NORTHEAST OF ALGERIA

Mohamed KHIATINE <sup>1</sup>, Ramdane BAHAR <sup>2</sup>, Philippe REIFFSTECK <sup>3</sup>

<sup>1</sup> PhD Student, USTHB, LEEGO, Bab Ezzouar, Algiers, Algeria (khia\_med@yahoo.fr).

<sup>2</sup> Professor, USTHB, LEEGO, Bab Ezzouar, Algiers, Algeria (rbahar@usthb.dz).

<sup>3</sup> Senior Researcher, IFSTTAR, Université Paris-Est, Champs-sur-Marne, France (philippe.reiffsteck@ifsttar.fr).

**RÉSUMÉ** – Le nord de l'Algérie est une zone fortement sismique avec une activité importante au cours des dernières décennies. Par conséquent, la liquéfaction du sol est une préoccupation majeure pour de nombreuses structures constituées ou reposant sur des sables ou sols sableux. Cette communication présente une analyse pour évaluer le potentiel de liquéfaction de la plaine alluviale de la zone portuaire de Béjaia, en utilisant une méthode empirique basée sur les mesures au pénétromètre statique (CPT) et une analyse numérique mettant en œuvre le code de calcul FLAC<sup>2D</sup>.

**ABSTRACT** – Northern Algeria is a highly seismic zone with a high activity in recent decades. Soil liquefaction is a major concern for many structures built with and lying on sands or sandy soils. This paper presents an analysis to evaluate the liquefaction potential of the alluvial plain of the port area of Bejaia, using an empirical method based on the cone penetration test (CPT) and a numerical analysis using FLAC<sup>2D</sup> software.

### 1. Introduction

L'un des aspects spectaculaire de l'événement sismique est l'effondrement des ouvrages, suite à la dégradation de la résistance au cisaillement des sols pulvérulents et limoneux de faible compacité. Ce processus de perte de résistance de tels sols correspond au phénomène de la liquéfaction. Il existe maintenant un consensus sur l'identité du phénomène qui peut être résumé par la définition proposée par Sladen et al. (1985), qui rejoint celles données par Seed (1979) et par Castro et Poulos (1977) : « *La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite* », (in Canou et al 2002).

La littérature géotechnique est riche d'exemples de dégâts majeurs clairement imputables à la liquéfaction d'origine sismique des massifs sableux. Citons, par exemple : le tremblement de terre à Niigata au Japon en 1964 (Seed et Idriss, 1967) ou celui d'Alaska (Seed, 1968) et le séisme Nihonkai-Chubu (1983) et Kobe (1996) au Japon, Loma Prieta en Californie (1989) et Luzon aux Philippines (1990) ou Izmit en Turquie (1999).

Au cours des 30 dernières années, plusieurs études ont été réalisées afin de comprendre le comportement des sols lors du chargement cyclique (Atkinson et al., 1991, Tatsuoka et al., 1980), et des méthodes empiriques basées sur le SPT (Seed et Idriss, 1971), le CPT (Robertson et Wride, 1998) et la vitesse des ondes de cisaillement (Andrus et Stokoe, 2000) ont été proposées pour analyser le potentiel de liquéfaction des sols.

Cette communication présente et discute la susceptibilité du nouveau quai de Bejaia à la liquéfaction à partir d'une méthode empirique basée sur le CPT et d'une analyse numérique en utilisant le logiciel FLAC<sup>2D</sup> en prenant en compte le modèle de comportement de Finn.

### 1.1. Caractéristiques géologiques et géotechniques de la zone d'étude

La plaine alluviale de Bejaia est une dépression, située entre deux montagnes, Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest. La dépression a été comblée par des alluvions fines des rivières Soummam et Seghir et interpénétrés dans des dépôts marins transgressifs (figure 1). Cette plaine alluviale se compose essentiellement de dépôts de sols sédimentaires d'âge quaternaire (figure 2). Les formations géologiques trouvées dans la région sont : les alluvions anciennes présent par des graviers marneux, des galets et des sables enveloppés dans une matrice de limons; les alluvions marécageuses constituées d'éléments fins représentés par du limon et de la vase avec des intercalations de sable fin; les alluvions récentes qui sont des dépôts un peu vaseux couvrant la plus grande partie de la plaine et composé de sols hétérogènes représentés par de l'argile graveleuse avec présence de quelques cailloux et blocs.



Figure 1. Vue de la ville de Béjaia par photographie aérienne.

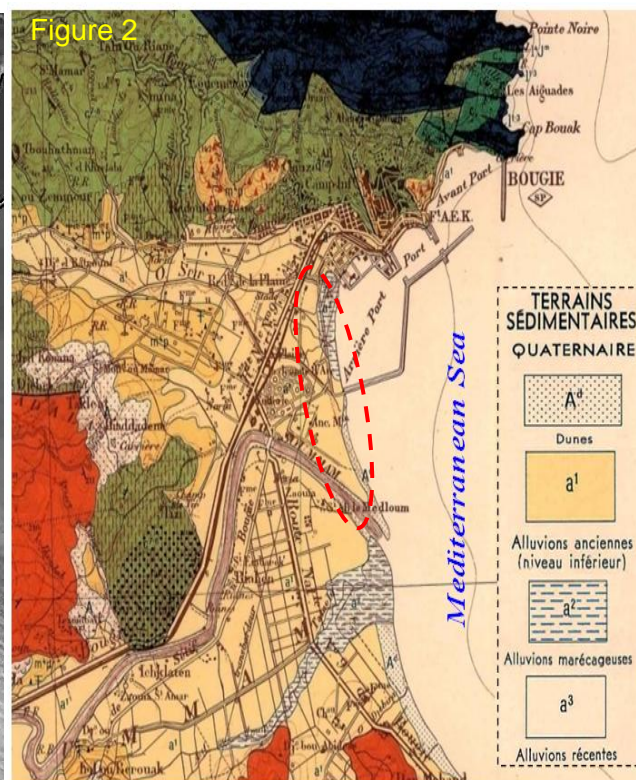


Figure 2. Carte géologique détaillée de Béjaia extraite de l'échelle 1/50 000.

Sur le plan géotechnique, la plaine alluviale est composée de matériaux fins (limon, argile) plus ou moins vaseux et de sables déposés sur un substratum marno-calcaire d'âge Crétacé localisé à environ 30 à 40 m de profondeur. De nombreuses études géotechniques ont été réalisées dans la zone portuaire pour évaluer la résistance au cisaillement des sols et leur degré de constructibilité. Il apparaît que les couches superficielles de nature alluviale, majoritairement sableuses et parfois hétérogènes, n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant. Leur portance est donc faible et leur compressibilité élevée (Sadaoui et Bahar, 2017). L'implantation des sondages carottés et d'essais CPT in-situ, le profil de sol typique et les propriétés géotechniques des différentes couches de sol sont illustrés sur les figures 3 et 4 et par le tableau 1.





Figure 3. Implantation des tests géotechniques et géophysiques dans la nouvelle zone portuaire de Bejaia sur Google Earth.

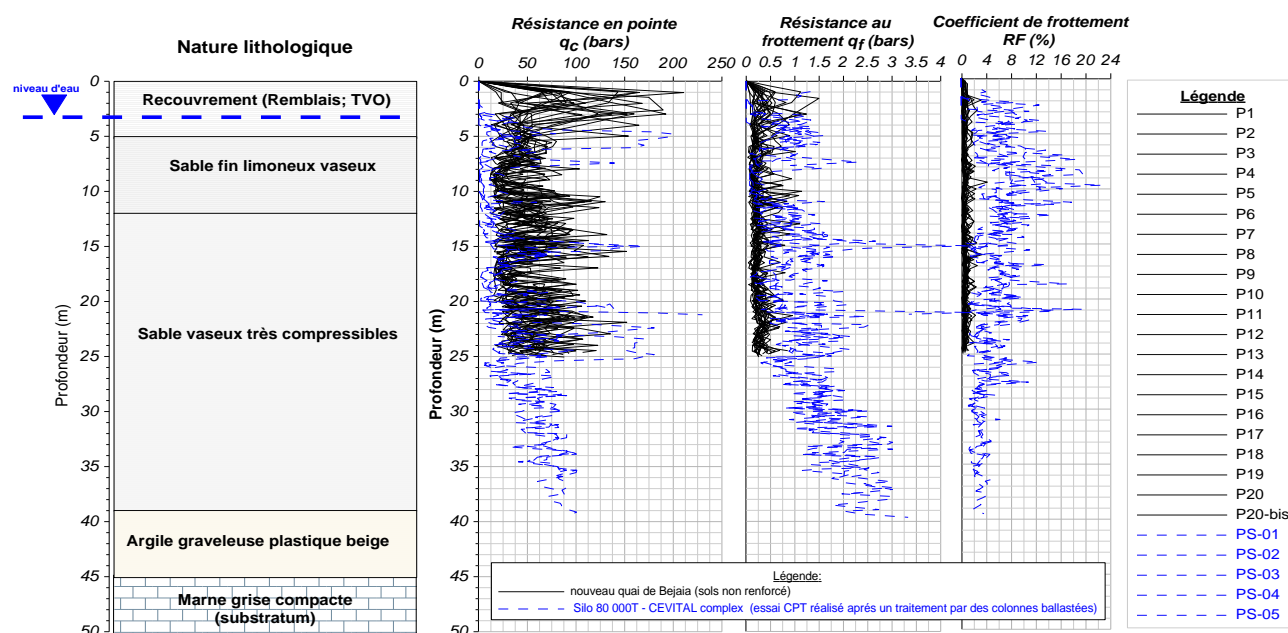


Figure 4. Résultats des essais de pénétration statique de la zone portuaire de Bejaia (CPT).

Tableau 1. Caractéristiques physiques et mécaniques des couches de sol.

Caractéristiques du sol	Vase	Sable fin vaseux	Marne
Poids volumique sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,60 – 16,80	14,90 – 17,50	16,60 – 17,10
Poids volumique humide $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,20 – 20,40	18,80 – 21,00	20,40 – 20,50
Teneur en eau w (%)	21,90 – 33,50	19,80 – 32,00	19,50 – 23,40
Degré de saturation $S_r$ (%)	91 – 96	88 – 99	90,7 – 100
Limite de liquidité $w_L$ (%)	47 – 48	34 – 43	46 – 48
Indice de plasticité $I_p$ (%)	23 – 24	20 – 24	24 – 25
Angle de frottement ( $^\circ$ )	5 – 8	10 – 24	18 – 20
Cohésion c (kPa)	10 – 39	20 – 105	16 – 32
Pression de préconsolidation $\sigma'_c$ (kPa)	76 – 215	238 – 344	271 – 337
Indice de compression $C_c$ (%)	10,40 – 26,40	9,05 – 17,42	16,94 – 18,27
Indice de gonflement $C_g$ (%)	1,91 – 3,86	0,99 – 2,26	4,10 – 10,91

## 2. Analyse de la liquéfaction du sol

### 2.1 Méthode empirique

Les méthodes empiriques sont largement utilisées dans l'ingénierie sismique géotechnique et en particulier pour l'évaluation de la liquéfaction. Dans la présente étude, le potentiel de liquéfaction a été étudié par la méthode empirique basée sur les essais CPT (Robertson et Wride, 1998) réalisés au niveau du nouveau quai de Bejaia. Cette approche nécessite l'estimation des variables CSR et CRR pour évaluer la liquéfaction du sol. Le CSR est la contrainte de cisaillement développée par la contrainte sismique (rapport de contrainte cyclique). Le CRR représente le cisaillement cyclique non drainé (rapport de résistance cyclique du sol). Le rapport des deux paramètres (CRR/CSR) permet d'évaluer un facteur de sécurité ( $F_s$ ) en utilisant CSR et CRR comme indiqué ci-dessous. L'analyse a été faite pour trois niveaux d'aléa de sollicitation sismique (magnitude  $M = 5,6, 6,8$  et  $7,5$ ). Pour toutes les amplitudes considérées, l'accélération de surface est choisie comme  $0,15\text{ g}$  et  $0,25\text{ g}$  dans l'étude.

Le CSR est calculé par la formule suivante :

$$\text{CSR} = \frac{\tau}{\sigma'_{vo}} = \frac{2}{3} \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d \quad (1)$$

$a_{\max}$  est l'accélération de surface du sol comprise entre  $0,15$  et  $0,25$  fois celle de la gravité terrestre selon le code sismique algérien de la ville de Bejaia,  $g$  est l'accélération de la gravité et  $r_d$  est un coefficient de réduction des contraintes de cisaillement.  $\sigma_{vo}$  est la contrainte totale verticale à la même profondeur et  $\sigma'_{vo}$  est la contrainte verticale effective initiale.

Dans la méthode initiale, l'essai de pénétration au cône (CPT) est utilisé pour déterminer le rapport de résistance cyclique du sol in-situ. La méthode de Robertson et Wride (1998), d'origine empirique, implique de calculer l'indice  $I_c$  du comportement du sol, à travers un processus itératif relativement laborieux, mais qui peut facilement être programmé sur un ordinateur. La première étape consiste à déterminer l'indice de comportement du sol  $I_c$  écrit dans le cas général comme suit :

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

Où

$$Q = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{\sigma_{\text{ref}}} \left[ \frac{\sigma_{\text{ref}}}{\sigma'_{vo}} \right]^n \quad (3)$$

$$R_f (\%) = 100 \times \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} \quad (4)$$

$Q$  est connu sous le nom de résistance de pointe normalisée, et  $R_f$  est le taux de frottement normalisé du manchon pénétrométrique. Le frottement latéral  $f_s$  est mesuré sur le manchon de friction lors de l'essai au CPT. Les paramètres  $Q$  et  $R_f$  sont également utilisés pour classer le sol, à la profondeur étudiée, au moyen d'un diagramme de classification empirique, tel que proposé par Robertson (1990) sur la figure 5. Les valeurs de l'exposant  $n$  sont données en fonction de la nature du sol, qui nécessite des itérations sur  $n$  et  $I_c$ .

Où  $\sigma_{\text{ref}}$  et  $\sigma'_{vo}$  sont respectivement une contrainte de référence égale à  $100\text{ kPa}$  et la contrainte verticale effective initiale.

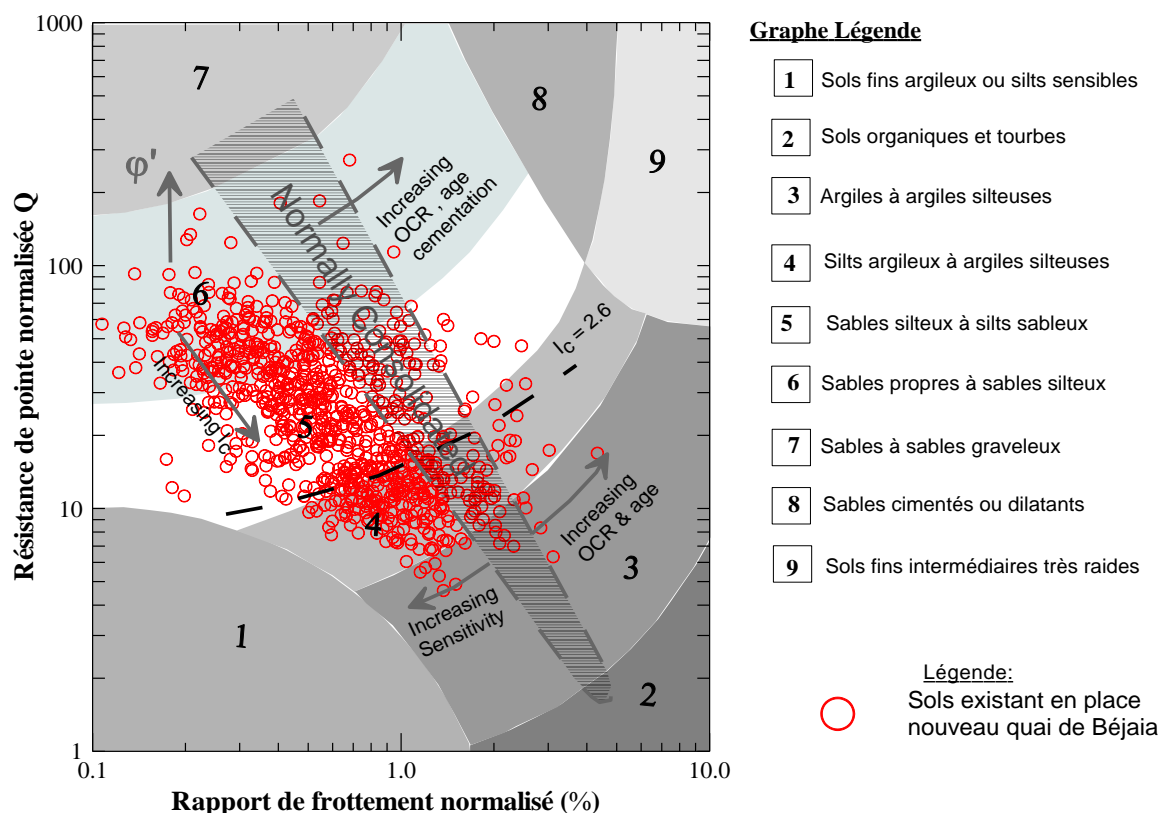


Figure 5. Classification des sols en place selon le diagramme de Robertson (1990).

La deuxième étape consiste à déterminer la résistance de pointe CPT corrigée  $q_{c1}$  en utilisant la formule suivante :

$$q_{c1}^l = \frac{q_c}{\sigma_{ref}} \left[ \frac{\sigma_{ref}}{\sigma'_{vo}} \right]^n \quad (5)$$

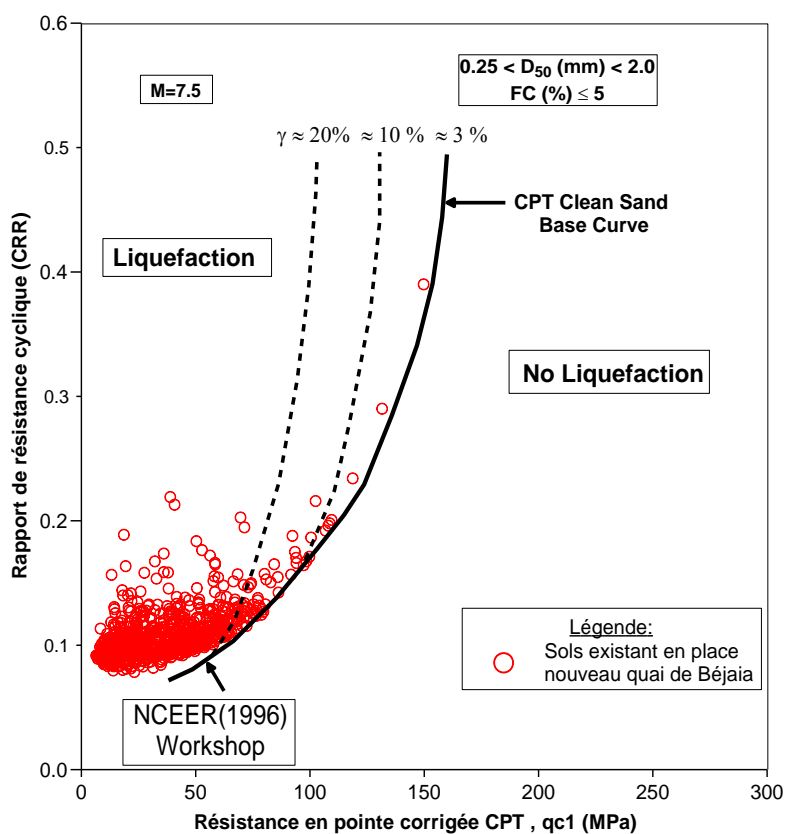


Figure 6. Résultats du rapport de résistance cyclique selon  $q_{c1}$  ( $\gamma$ , contrainte de cisaillement limite).

La figure 6 construite pour un séisme de magnitude de 7.5 peut être utilisée pour déterminer le rapport de résistance cyclique du sol in-situ. Pour une magnitude différente de 7,5, on multiplie ce coefficient par un coefficient  $K_\sigma$  pour tenir compte de la contrainte verticale effective du poids de la terre supérieure à 100 kPa et par un coefficient  $K_m$  donné par la formule suivante, dans laquelle M désigne la magnitude du séisme :

$$K_m = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (6)$$

La dernière étape consiste à déterminer le facteur de sécurité. Notez que la figure 6 a été développée pour un séisme prévu d'une magnitude de 7,5. Les facteurs d'échelle de magnitude peuvent être utilisés si la magnitude du tremblement de terre anticipée est différente de 7,5. La figure 6 a également une courbe qui doit être utilisée en fonction du pourcentage de fines dans le sol (FC pourcentage de fines dans le sol). Pour une valeur de  $q_{c1}$  donnée, les sols avec plus de fines ont un rapport de résistance cyclique plus élevé. Les figures 7 et 8 montrent les résultats du calcul du coefficient de sécurité par rapport à la liquéfaction à partir des données des essais de pénétration au cône (CPT).

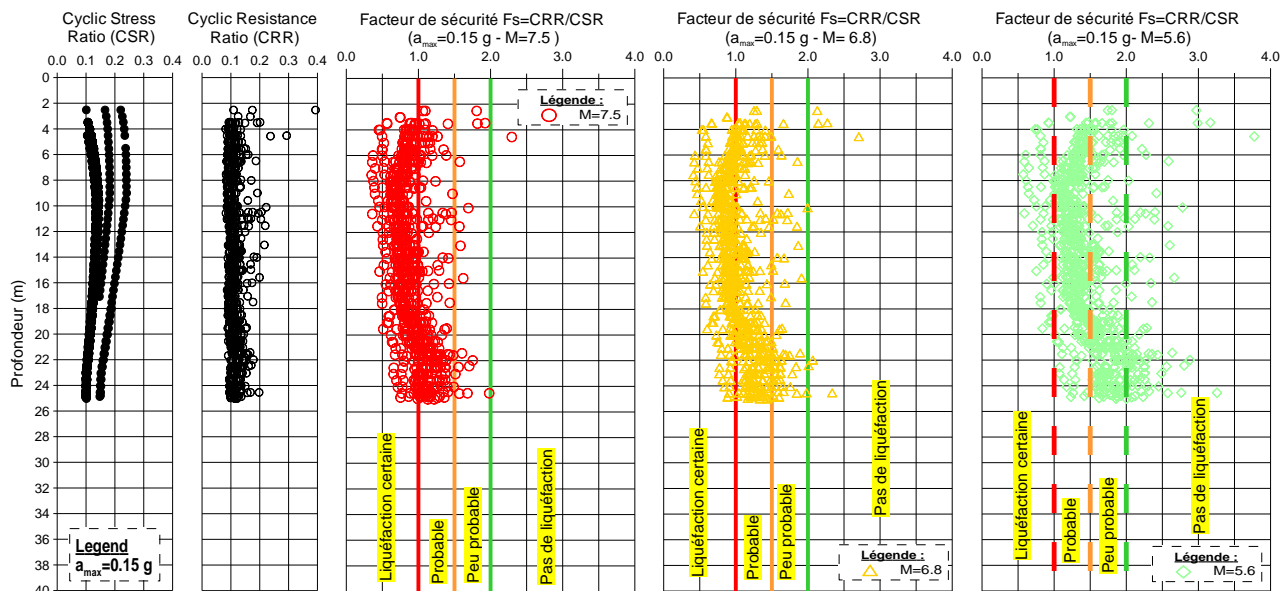


Figure 7. Facteurs de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction (Robertson et Wride, 1998) calculés pour trois magnitudes sismiques (M = 7,5, 6,8 et 5,6) et l'accélération  $a_{\max} = 0,15$  g.

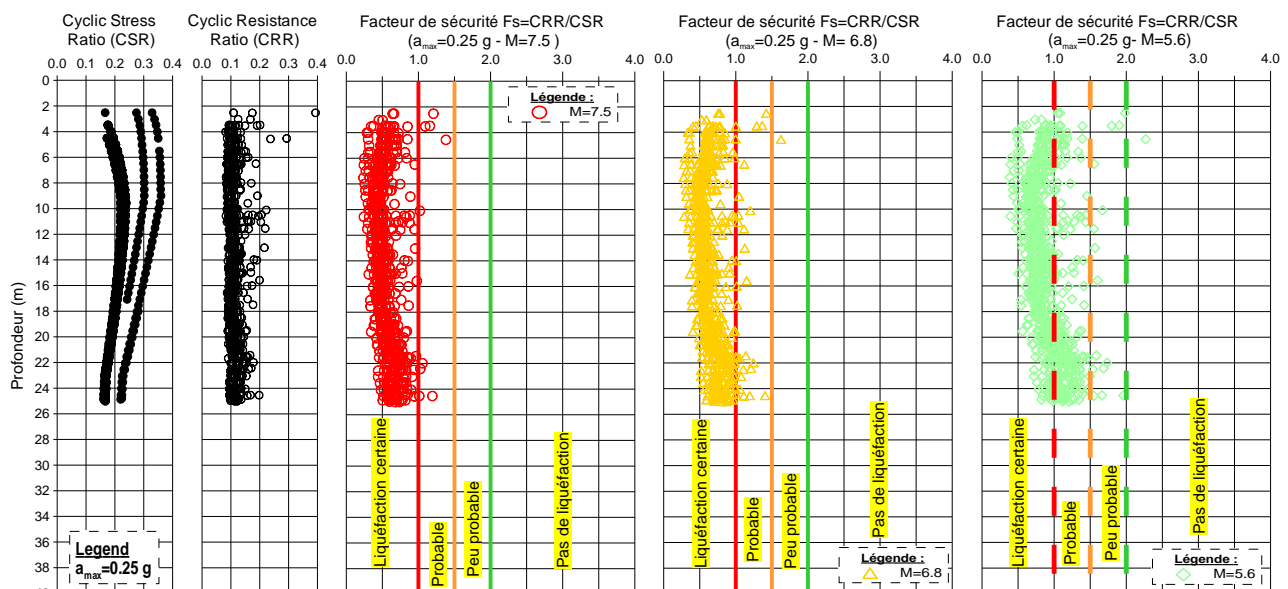


Figure 8. Facteurs de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction (Robertson et Wride, 1998) calculés pour trois magnitudes sismiques (M = 7,5, 6,8 et 5,6) et l'accélération  $a_{\max} = 0,25$  g.

## 2.2 Modélisation numérique

Afin d'obtenir des résultats plus pertinents, une analyse numérique a été menée à l'aide du programme  $FLAC^{2D}$ , basé sur une discrétisation par différence finie en appliquant l'approche lagrangienne. Le modèle de Finn qui permet de prendre en compte la pression interstitielle générée par le chargement cyclique, a été utilisé pour modéliser le comportement du sol (Martin et Finn, 1975). Une colonne de sol de 40 mètres de hauteur et 180 mètres de longueur est supposée pour la simulation numérique. Dans la figure 9, le maillage du modèle est représenté. Pour simuler l'arrivée d'un front d'ondes sismiques et plus particulièrement les ondes de cisaillement, il sera appliqué à la base une accélération horizontale. L'onde se propagera alors d'elle-même dans le modèle. L'accélération pourra être soit celle d'un séisme réel soit une sinusoïde mono-harmonique à amplitude modulée. Un scénario de séisme de magnitude  $M = 6,8$ , produit par le séisme de Boumerdes en 2003, a été utilisé dans les calculs (figure 10). L'historique du temps d'accélération réelle est illustré à la Figure 11. Les paramètres du modèle de Finn sont définis à partir des résultats de l'étude géotechnique présentée dans le Tableau 2.

Tableau 2. Paramètres géotechniques des couches de sol.

Couche de sol	Epaisseur (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (MPa)	$\nu$	C (kPa)	$\phi$ (°)	$(N_1)_{60}$	G (MPa)
Remblais	0,00 - 3,00	19,00	1150	0,35	0,0	30	20	425
Alternance sable vaseux et vase	3,00 - 12,00	19,60	898	0,45	30,0	14	5	358
Sable fin vaseux	12,0 - 40,0	18,80	658	0,46	15,0	15,0	12	224

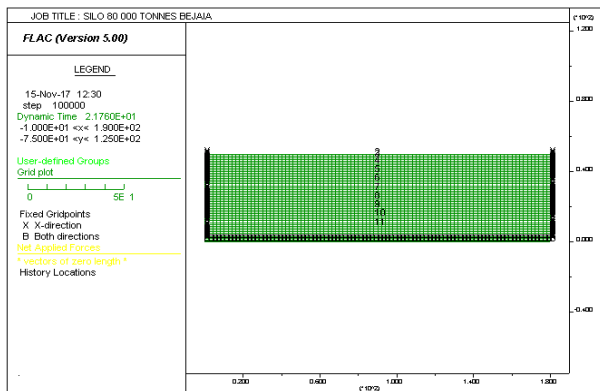


Figure 9. Maillage du modèle sous  $FLAC^{2D}$ .

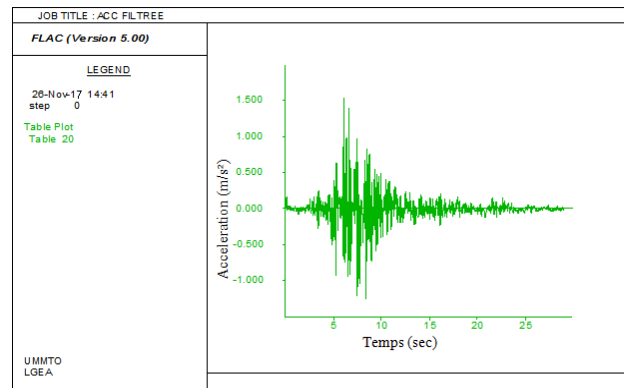


Figure 10. Accélération Boumerdes (21/05/2003).

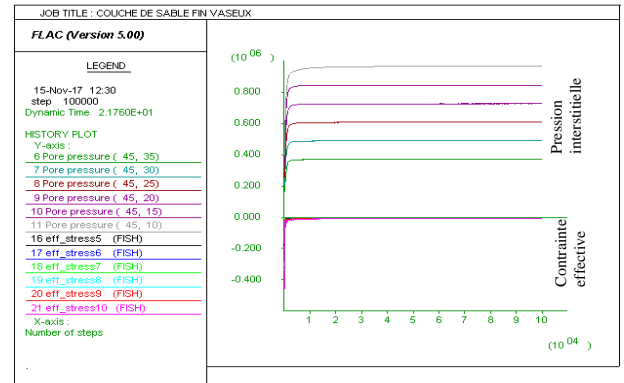
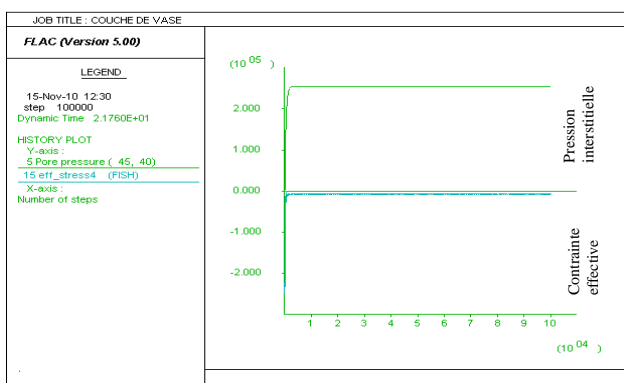


Figure 11a et b. Pression interstitielle et contrainte effective pour la couche de vase (3-12 m) et sable fin vaseux (12-25 m).

Les courbes de pression interstitielle et de contrainte effective pour la couche de vase (3-12 m) et sable vaseux (12-30 m) sont données à la figure 11. Les calculs numériques confirment les résultats obtenus par la méthode empirique basée sur les essais CPT.



### 3. Conclusions

Cette communication traite de l'évaluation du potentiel de la liquéfaction de la zone portuaire de Béjaïa pour trois grandeurs de magnitude de tremblement de terre différentes à savoir  $M = 5,6, 6,8$  et  $7,5$ . Pour les trois séismes, l'accélération de zone en surface est choisie comme  $0,15$  et  $0,25g$ . Le potentiel de liquéfaction a été évalué en utilisant la méthode empirique et l'analyse numérique. L'évaluation de liquéfaction du site au moyen d'essai au CPT, révèle en général un coefficient de sécurité inférieure à  $5/4$ , et ce jusqu'à  $25$  m de profondeur, les figures 7 et 8 montrent clairement que pour les trois magnitudes, le risque de liquéfaction est réellement présent du sous sol de la zone portuaire, autrement dit  $F_s < 1,25$  fixé par le RPA version 2003, dans le cas d'un séisme fort de magnitude  $M > 5$ , surtout pour un coefficient d'accélération de zone de  $0,25g$ . Ce risque a été confirmé par l'analyse numérique en utilisant le modèle de Finn et les résultants sont en concordance avec la méthode empirique.

La plupart des terrains situés dans la plaine alluviale de Béjaïa, présentent des contraintes géotechniques en matière de faible portance, de compressibilité élevée, de susceptibilité à la liquéfaction et d'inondation pour les terrains gagnés au bord de la mer, ce qui fait le recours à la technique d'amélioration de sols par colonnes ballastées afin de limiter ce risque majeur de liquéfaction pour plusieurs projets industriels implantés au niveau de la plaine alluviale à savoir : les silos de stockage des céréales de l'ECI (2004), fondation du terminal à conteneurs de l'EPB port de Béjaïa (2005) et le nouveau silo de sucre blanc de la société CEVITAL d'une capacité de stockage de  $80\,000$  tonnes (2008).

### 4. Références

- Andrus, R. D., & Stokoe II, K. H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 126(11), 1015-1025.
- Castro, G., & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(6) : 501-506.
- Itasca FLAC (2005). Manuel Fast Lagrangian Analysis of Continua. Minneapolis : Itasca Consulting Group, Inc.
- Martin, G. R., Finn, W. L., & Seed, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 101(GT5) : 423–438.
- Pecker, A (1984). Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 259 p.
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3), 384-403.
- Robertson, P. K., & Wride, C. E. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459.
- RPA, Règlement Parasismique Algérienne (2003). Centre National des Recherches Appliquées en Génie Parasismique, CGS.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97(9) : 1249-1273.
- Seed, B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 105(ASCE 14380).
- Sadaoui, O., & Bahar, R. (2017). Field measurements and back calculations of settlements of structures founded on improved soft soils by stone columns. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-27.
- Tatsuoka, F et al (1980). Standard penetration test and soil liquefaction potential evaluation. *Journal Soils & Foundations*, Vol.20, N°.4, pp : 95-111.