

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



*Faculté de génie de la construction*

*Département de génie civil*

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en : Génie Civil*

*Option : Géotechnique*

### *Thème*

*Analyse numérique d'un quai sur pieux sous  
chargement sismique*

*Réalisé par : Mlle ZIDANE Melissa.*

*Encadré par : Mme LOUADJ Samia.*

*Soutenu publiquement le 30 janvier 2020, devant le jury composé de :*

**Mr GABLS**

*Professeur à l'UMMTO*

*Président*

**Mme BELHASSANI. O**

*Maître Assistante. A à l'UMMTO*

*Examinatrice*

**Mme LOUADJ .S**

*Maître de Conférences. A à l'UMMTO*

*Encadreur*

# *Remerciements*

*Tout d'abord, je remercie Dieu tout puissant pour m'avoir donné la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Je présente mes sincères remerciements, en premier lieu à ma promotrice Mme **LOUADJ Samia**, pour sa présence, sa patience, sa rigueur et son encadrement durant la réalisation de ce mémoire.*

*Je remercie également Madame **BELHASSANI Ouarda** et toute l'équipe du Laboratoire **LGEA** pour leurs précieuses aides.*

*Mes remerciements s'adressent aussi à tous les membres du jury, qui m'ont honoré et accepté d'examiner et juger mon travail, sans oublier mes enseignants qui ont toujours été généreux en me transmettant leurs savoirs.*

*A tous ceux de loin ou de près ont contribué et aidé à réaliser ce mémoire de fin d'études.*

# *Dédicaces*

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut, tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect et la reconnaissance. C'est tout simplement que : « je dédie ce modeste mémoire de fin d'études » à :*

*La Lumière de mes jours : mes Chers Parents pour les sacrifices, le soutien, et l'amour qu'ils n'ont cessé de m'apporter. Que Dieu les protège et que leur bénédiction m'accompagne toujours.*

*A ceux pour lesquels je témoigne mon affection fraternelle : mes sœurs **Laetitia** et **Alycia** et mon seul et unique frère **Yanis** pour leurs encouragements et accompagnements indéfectibles.*

*Mon adoré époux **Yanis** pour l'amour, l'affection et le soutien qu'il ne cesse de m'apporter.*

*Mes grands parents : que Dieu leurs procure bonne santé et longue vie*

*Mes tantes et oncles.*

*Mes camarades de section, en particulier **Louiza** et **Kenza**.*

*Tous ceux qui me sont chers et ceux que j'ai omis de citer.*



## Résumé

Les séismes induisent de nombreux effets dont le phénomène de liquéfaction des sols. Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques la perte de la résistance des sols, ce qui induit l'instabilité des constructions qui reposent sur ces sols.

Un grand nombre d'ouvrages courent le risque de se ruiner suite au passage d'un séisme par liquéfaction lorsque les sols d'assises sont pulvérulents saturé, particulièrement les ouvrages maritimes qui sont établit en mer et le long des côtes.

Les quais sur pieux sont des ouvrages d'accostages reposant parfois sur des sols de mauvaises caractéristiques qui peuvent être susceptibles de se liquéfier lors du passage des ondes sismiques. Cette situation accidentelle provoque dans les pieux des déformations importantes causant ainsi la ruine de l'ouvrage.

L'étude statique et dynamique des quais sur pieux est primordiale. De nombreux outils numériques nous permettent de modéliser des structures et des sous-structures par éléments finis ou par différences finies. Les sols et les structures sont modélisés par des lois de comportements appropriées aux matériaux et intégrées dans les codes numériques.

Notre travail consiste en une première partie qui englobe une synthèse bibliographique sur les séismes et le phénomène de liquéfaction des sols, ensuite une prise de connaissances sur les quais en général et les quais sur pieux en particulier. Pour finir par un état d'art sur les méthodes d'analyse des pieux sous chargement dynamique.

La deuxième partie comprend la modélisation numérique réalisée au moyen du logiciel par éléments finis PLAXIS 3D en considérant le modèle de comportement de Mohr Coulomb pour les calculs en statique. Pour les calculs dynamiques, deux modèles sont utilisés, un premier calcul avec le modèle viscoélastique qui est défini par la loi de comportement de Mohr Coulomb plus un amortissement visqueux puis un deuxième calcul avec le modèle hystérétique Hardening Soil Small.

Les réponses sismiques récupérées à la surface du profil de sols sont exploitées pour la vérification de la liquéfaction des sols en places. Une comparaison des résultats obtenus avec les deux modèles est élaborée.

**Mots clés :** séismes - liquéfaction - quai - pieux - modélisation - PLAXIS 3D

## *Abstract*

Earthquakes induce many effects including the phenomenon of soil liquefaction. The flow of a seismic wave causes, in some geological formations, the loss of soil resistance, which causes the instability of the constructions that rely on these soils.

A large number of buildings are risking bankrupt following the passage of an earthquake by liquefaction when the basements are pulverulent saturated, especially the maritime constructions which are established at sea and on the coasts.

Pile docks are berthing structures that sometimes rely on poor soil that may become liquefied during the passage of seismic waves. This situation creates major deformations in the piles, leading the structure to collapse.

The dynamic and static study of pile is essential. Many digital tools allow us to model structures and sub-structures by finite element or by finite differences. Soils and structures are modelled by laws of behaviour appropriate to materials and integrated into numerical codes.

Our work is divided in two parts, the first one includes a bibliographical synthesis on earthquakes and the phenomenon of soil liquefaction, then inquire about docks in general and piles docks in particular. To end up with a state of the art on the methods of analysis of piles under dynamic loading.

The second part includes the numerical modelling performed using the PLAXIS 3D finite element software by considering Mohr Coulomb's behaviour model for static calculations. For dynamic calculations, two models are used, a first calculation with the viscoelastic model which is defined by the behavior law of Mohr Coulomb plus a viscous damping and then a second calculus with the hysteretical model Hardening Soil Small.

The seismic reactions recovered from the surface of the soil profile are used to verify their liquefaction. A comparison of the results obtained with the two models is elaborated.

**Keywords:** earthquakes – liquefaction – dock – piles – modelling – PLAXIS 3D

# Sommaire

Liste des figures et des tableaux.

Liste des notations.

## *Introduction générale*

### *Chapitre I. séisme et effets induits -liquéfaction des sols.*

#### **Introduction.**

1- Etat de connaissances sur le phénomène de liquéfaction.....	02
• Les effets de sites .....	03
• Les effets induits par un séisme sur le sol .....	04
2- Comportement expérimental des sols granulaires.....	04
• Comportement des sables sous chargement monotone .....	05
• Comportement des sables sous chargement cyclique .....	06
• Comportement des sols liquéfiables. ....	10
3- Etat de connaissances sur le phénomène de liquéfaction des sols.....	11
• Facteurs influençant le phénomène de liquéfaction. ....	13
• Evaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol.....	20
• Réduction du risque de liquéfaction des sols. ....	24
• Exemple de dégâts induit par la liquéfaction. ....	26

#### **Conclusion.**

### *Chapitre II. Recherche bibliographique sur les quais et le comportement dynamique des pieux.*

#### **Introduction**

1- Aperçu sur les quais.....	39
• Les efforts agissant sur les quais.....	42

2- Les quais sur pieux.....	44
3- Comportement dynamique des pieux.....	48
• Les observations post sismique.....	49
4- Méthodes d'analyse du comportement des pieux sous séisme.....	53
• Essais sur table vibrante.....	53
• Essais en centrifugeuse.....	54
• Approches théoriques .....	55
• Approches numériques.....	60
5- Comportement à la rupture des pieux. ....	62

## Conclusion

### Chapitre III. Présentation du cas d'étude et interprétation des résultats de la modélisation statique du quai.

#### Introduction.

1- Présentation du cas d'étude. ....	66
2- Choix du code de calcul PLAXIS-3D. ....	68
3- Démarche de modélisation. ....	68
4- Modélisation du quai sur pieux .....	70
• Phase 1 : Stabilité des sols en place avant mise en eau.....	71
• Phase 2 : Stabilité des sols en place après mise en eau. ....	72
• Phase 3 : Stabilité après construction du quai.....	73

#### Conclusion.

### Chapitre IV. Modélisation dynamique du quai.

#### Introduction.

1- Présentation du chargement sismique.....	85
2- Aperçu sur les lois de comportement adoptées. ....	87
• Modèle viscoélastique. ....	87
• Modèle Hardening Soil Small. ....	87

3- Modélisation numérique du quai avec la loi de comportement viscoélastique.....	88
4- Modélisation numérique du quai avec la loi HSS. ....	97

**Conclusion.**

**Chapitre V. Vérification du comportement sismique du quai sur pieux de 1m de diamètre.**

**Introduction.**

1- Modélisation statique du quai.....	109
2- Modélisation dynamique du quai avec la loi viscoélastique. ....	117
3- Modélisation dynamique du quai avec la loi HSS.....	124

**Conclusion.**

<i>Conclusion générale et perspectives.</i> .....	135
---	-----

<i>Références bibliographiques.</i> .....	137
---	-----



## Liste des figures

### Chapitre I.

Figure I. 1. Répartition des plaques tectoniques à la surface du globe et localisation des frontières entre plaques	2
Figure I. 2. Effets directs et effets induits des séismes.	3
Figure I. 3. Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site.	3
Figure I. 4. État de sable $e-p'$ (D'après Mahmood Seid-Karbasi, 2009)	5
Figure I. 5. Différents phénomènes cycliques observables dans les sables, (F a t i h a BAHDA, 1997)	8
Figure I.6. Cadre conceptuel proposé pour la prévision du comportement cyclique drainé des sables (d'après Luong, 1980, cité par J. Canou, 2002).	9
Figure I. 7. Cadre conceptuel proposé pour la prévision du comportement cyclique non drainé des sables (d'après Luong, 1980, cité par J. Canou, 2002).	10
Figure I. 8. Phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique	12
Figure I. 9. Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (d'après A. Pecker, 1984).	14
Figure I. 10. Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos	15
Figure I. 11. Influence de $K_0$ sur la résistance cyclique au cisaillement (d'après A. Pecker, 1984).	15
Figure I. 12. Influence de la densité relative sur la R.C.C (d'après A. Pecker, 1984).	16
Figure I. 13. Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986).	17
Figure I. 14. Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yoshimi et al (1989)	17
Figure I. 15. Influence du degré de saturation sur la R.C.C. (A. Pecker. 1984)	18
Figure I. 16. Influence de la structure sur la R.C.C. (d'après Mulilis et al 1975)	19
Figure I. 17. Variation du coefficient $r_d$ avec la profondeur (Seed et Idriss, 1971).	21
Figure I. 18. Technique de compactage dynamique.	25
Figure I. 19. Densification du sol par vibroflottation.	25
Figure I. 20: Technique de drainage	26
Figure I. 21. Epandage latéral le long de la route Sandholdt. Séisme de Loma Prieta, 1989 en Californie.	27
Figure I. 22. Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place séisme de Chi-Chi, Taïwan 1999 (d'après Dr Hsein, 2002).	27
Figure I. 23. Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003). A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ; A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser. Séisme de Boumerdes, 2003.	27
Figure I. 24. Phénomène de liquéfaction dans un champ de maïs en Emilie-Romagne. Séisme d'Emilie Romage (d'après Université de Modène et Reggio Emilia)	28
Figure I. 25. À gauche, Formation des cratères ou « volcans de sable ». À droite. Volcan de sable sur le site de Wildlife Séisme de superstition hills, Californie 1987.	28
Figure I. 26. Ebullition de sables, wildlife. Séisme de de superstition hills californie 1987	29
Figure I. 27. Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) après le séisme de Chi-Chi, 1999 au Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).	29
Figure I. 28. Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). Séisme de Boumerdes 2003, (D'après le EERI, 2003)	29

Figure I. 29. Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)	30
Figure I. 30. Une camionnette et un véhicule enlisé dans des trous causés par la liquéfaction des sols après le séisme de Christchurch, Nouvelle Zélande en 2011.	30
Figure I.31. Rupture du sol de fondation, remblais routiers par le séisme d'Alaska 1964.	30
Figure I. 32. Endommagement des routes (épandage latéral dû à la liquéfaction du sol suite au séisme de Kobé, 1995 au Japon).	31
Figure I. 33. Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral sous l'effet de la liquéfaction du séisme de Tohoku 2011.	31
Figure I. 34. Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol. Séisme de Niigata, 1964 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).	32
Figure I. 35. Endommagement des ponts suite au séisme de Kobé 1995 au Japon.	32
Figure I. 36. Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction. Séisme de Niigata, 1964. (D'après Peter M. Byrne et al, 2008).	33
Figure I. 37. Destruction d'un centre de recherche à Moss Landing. Séisme de Loma Prieta, 1989 (D'après le EERC Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).	33
Figure I. 38. La liquéfaction des sols a causée dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua, des fissures et des dommages considérables sur les constructions. Séisme de Chi-Chi, 1999.(d'après Dr Hsein, 2002).	34
Figure I. 39. À gauche, Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction. À droite, Renversment d'une structure sous l'effet de la liquéfaction Séisme de Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).	34
Figure I. 40. Le réz de chaussée de cette structure s'est enfoncé à cause de la liquéfaction induite par le séisme de Boumerdes en 2003.	35
Figure I. 41. Poinçonnement de la fondation sous l'effet de la liquéfaction causant des dommages aux bâtiments qu'elle supporte, séisme Tohoku 2011.	35
Figure I. 42. À gauche, Schématisation du renversement d'un mur induit par la liquéfaction du sol derrière le mur. A droite, renversement d'un mur de quai lors du séisme de Kobé en 1995 au Japon.	35
Figure I. 43. Fissures considérables dans le sol à Nantou après de séisme de Chi-Chi, Taiwan 1999 (d'après Dr Hsein, 2002).	36
Figure I. 44. Rupture superficielle et liquéfaction après le tremblement de terre de Christchurch, Nouvelle Zélande (2011).	36

## **Chapitre II.**

Figure II. 1. Quai en maçonnerie de pierre ou en béton coulé	39
Figure II. 2 . Quai en blocs de béton	40
Figure II. 3. Quai en caissons	40
Figure II. 4 . Quai en rideau de palplanches.	41
Figure II. 5 . Quai fondé sur pieux.	42
Figure II. 6 . Quai mixte (danois).	42
Figure II. 7 . Quai fondé sur pieu fermé	45

Figure II. 8 . Quai fondé sur pieux semi ouvert _____	45
Figure II. 9 . Quai fondé sur pieux ouvert _____	46
Figure II. 10 . Eléments principaux d'un quai sur pieux de type hollandais _____	46
Figure II. 12 . Classification des pieux selon la fiche I0 _____	48
Figure II. 13 . Dommages des pieux au niveau de la connexion avec leur chevêtre, séisme de loma prieta 1989 (SEAOC, 1991) _____	49
Figure II. 14 . Dommages subis par les fondations du pont effondré près de la ville de Watson, séisme de loma prieta 1989. _____	50
Figure II. 15 . Effondrement du pont de l'autoroute (TEM), séisme de Kocalei, 1999. _____	51
Figure II. 16 . Mode de rupture du système sol-pieux-superstructure observé lors des tremblements de terre (Wilson 1998). _____	52
Figure II. 17 . Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (Gazetas et Mylonakis, 1998) _____	53
Figure II. 18 . Théorème de superposition pour une structure fondée sur pieux. _____	56
Figure II. 19 . Modèle dynamique de Winkler (d'après Gazetas et al. 1998). _____	57
Figure II. 20 . Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale et courbes de réaction (p-y) _____	58
Figure II. 21 . Le concept du macroélément _____	59
Figure II. 22 . Problème avec une pression uniforme agissant sur : (a) pieu avec une tête libre, (b) pieu avec une tête fixe, (c) le sol est à coté de la surface du pieu _____	61
Figure II. 23 . Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu rigide – (b) Pieu souple [Broms, 1965] _____	63
Figure II. 24 . Modes de rupture d'un pieu encastré en tête : (a) Pieu souple, (b) Pieu semi-rigide et (c) Pieu rigide [Broms, 1965] _____	64

### **Chapitre III.**

Figure III. 1. Schématisation du cas d'étude _____	67
Figure III. 2 . Démarche de modélisation numérique du quai. _____	69
Figure III. 3 . Niveau de la nappe et saturation des sols. _____	70
Figure III. 4 . Maillage adopté pour le modèle. _____	71
Figure III. 5 . Déplacement $U_x$ des sols en place avant mise en eau. _____	72
Figure III. 6 . Déplacement $U_x$ des sols en place après mise en eau. _____	73
Figure III. 7 . Déformation du quai après construction. _____	74
Figure III. 8 . Déformation des pieux et de la plate-forme à l'état statique. _____	75
Figure III. 9 . Déplacement $U_x$ des sols après construction du quai. _____	76
Figure III. 10 . Déplacement $U_z$ de la plate-forme à l'état statique. _____	77
Figure III. 11 . Positionnement des pieux à étudier. _____	78
Figure III. 12 . Déplacements $U_x$ des pieux étudiés. _____	79
Figure III. 13 . Déplacements $U_y$ des pieux étudiés. _____	80
Figure III. 14 . Déplacements $U_z$ des pieux étudiés. _____	81

## **Chapitre IV.**

Figure IV. 1 . A gauche, Mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale. A droite, Spectres de Fourier des mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale. _____	86
Figure IV. 2 . Accélérogramme [ax] appliqué à la base. _____	89
Figure IV. 3 . Accélérogramme [ay] appliqué à la base. _____	89
Figure IV. 4 . Déformation du quai après la sollicitation sismique en viscoélastique. _____	90
Figure IV. 5 . Déplacement $U_x$ des sols après la sollicitation sismique en viscoélastique. _____	91
Figure IV. 6 : [A], réponses sismiques en viscoélastique des couches de sol suivant la direction X. [B], réponses sismiques en viscoélastique des couches de sol suivant la direction Y. _____	92
Figure IV. 7 . Déformation des pieux et de la plate-forme après la sollicitation sismique en viscoélastique. _____	93
Figure IV. 8 . Déplacement $U_x$ de la plate forme après la sollicitation sismique en viscoélastique. _____	94
Figure IV. 9 . Déplacements $U_x$ des pieux étudiés après la sollicitation sismique en viscoélastique. _____	95
Figure IV. 10. Courbes de dégradation du module $G/G_{max}$ en fonction du module de contrainte $\gamma$ . _____	98
Figure IV. 11 . (a), dégradation du module $G/G_0$ du sol 1. (b), évolution de l'amortissement hystérétique du sol 1. _____	99
Figure IV. 12 . (a), dégradation du module $G/G_0$ du sol 2. (b), évolution de l'amortissement hystérétique du sol 2. _____	99
Figure IV. 13 : (a), dégradation du module $G/G_0$ du sol 3. (b), évolution de l'amortissement hystérétique du sol 3. _____	100
Figure IV. 14 . Déformation du quai après sollicitation sismique avec le modèle HSS. _____	100
Figure IV. 15 . Déplacement $U_x$ des sols après sollicitation sismique avec le modèle HSS. _____	101
Figure IV. 16 . [A], réponses sismiques avec le modèle HSS des couches de sol suivant la direction X. [B], réponses sismiques avec le modèle HSS des couches de sol suivant la direction Y. _____	102
Figure IV. 17 . Déformation des pieux et de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS. _____	103
Figure IV. 18 . Déplacement $U_x$ de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS. _____	104
Figure IV. 19 . Déplacements $U_x$ des pieux étudiés après la sollicitation sismique avec le modèle HSS. _____	105

## **Chapitre V.**

Figure V. 1. Déformation du quai après construction (diamètre des pieux $\Phi=1m$ ). _____	109
Figure V. 2 . Déformation des pieux de $\Phi=1m$ et de la plate-forme à l'état statique. _____	110
Figure V. 3 . Déplacement $U_x$ des sols après construction du quai (pieux de $\Phi=1m$ ). _____	111
Figure V. 4 . Déplacement $U_z$ de la plate-forme (pieux de $\Phi=1m$ ). _____	112
Figure V. 5. Déplacements $U_x$ des pieux de $\Phi=1m$ étudiés à l'état statique. _____	113
Figure V. 6. Déplacements $U_y$ des pieux de $\Phi=1m$ étudiés à l'état statique. _____	114
Figure V. 7. Déplacements $U_z$ des pieux $\Phi=1m$ étudiés à l'état statique. _____	115
Figure V. 8. Déformation du quai après sollicitation sismique en viscoélastique (pieux $\Phi=1m$ ) _____	117
Figure V. 9. Déplacement $U_x$ des sols après sollicitation sismique en viscoélastique (pieux $\Phi=1m$ ) _____	118

Figure V. 10. [A], réponse sismique suivant la direction X à la surface des sols en viscoélastique. [B], réponses sismiques suivant la direction Y à la surface des sols en viscoélastique (Pieux de $\Phi=1m$ ).	119
Figure V. 11. Déformation des pieux de $\Phi=1m$ et de la plate-forme après sollicitation sismique en viscoélastique.	120
Figure V. 12. Déplacement $U_x$ de la plate-forme sous sollicitation sismique en viscoélastique (pieux de $\Phi=1m$ ).	120
Figure V. 13. Déplacements $U_x$ des pieux de $\Phi=1m$ étudiés sous sollicitation sismique en viscoélastique.	122
Figure V. 14. Déformations du quai sous sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de $\Phi=1m$ ).	124
Figure V. 15. Déplacement $U_x$ des sols après sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de $\Phi=1m$ ).	125
Figure V. 16. [A], réponse sismique suivant la direction X à la surface des sols avec le modèle HSS. [B], réponses sismiques suivant la direction Y à la surface des sols avec le modèle HSS (pieux de $\Phi=1m$ ).	126
Figure V. 17. Déformation des pieux de $\Phi=1m$ et de la plate-forme sous sollicitation sismique avec le modèle HSS.	127
Figure V. 18. Déplacement $U_x$ de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de $\Phi=1m$ ).	128
Figure V. 19. Déplacements $U_x$ des pieux de $\Phi=1m$ sous sollicitation sismique avec le modèle HSS.	129

## Liste des tableaux

### Chapitre I.

Tableau I. 1 . Caractéristiques des sols liquéfiables	14
---	----

### Chapitre III.

Tableau III. 1 . Caractéristiques des sols en place.	66
Tableau III. 2 . Caractéristiques des pieux et de la plate-forme.	67
Tableau III. 3 . Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme du quai à l'état statique.	77
Tableau III. 4 . Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux étudiés.	82

### Chapitre IV.

Tableau IV. 1 Quelques informations obtenues des enregistrements durant le séisme de Boumerdes.	85
Tableau IV. 2 . Paramètres du modèle hardening soil small.	88
Tableau IV. 3 . Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme après la sollicitation sismique en viscoélastique.	94
Tableau IV. 4 . Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux étudiés après sollicitation sismique en viscoélastique.	96

Tableau IV. 5 . Paramètres du modèle HSS. _____	98
Tableau IV. 6 . Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS _____	104
Tableau IV. 7 . Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux étudiés après sollicitation sismique avec le modèle HSS. _____	106

## **Chapitre V.**

Tableau V. 1 . Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme à l'état statique (pieux de $\Phi=1m$ ). _____	112
Tableau V. 2. Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux de $\Phi=1 m$ étudiés à l'état statique. _____	116
Tableau V. 3. Récapitulatif des déplacements de la plate-forme suivant les trois directions sous sollicitation sismique en viscoélastique (pieux de $\Phi=1m$ ) _____	121
Tableau V. 4. Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux de $\Phi=1m$ sous sollicitation sismique en viscoélastique. _____	123
Tableau V. 5. Déplacements de la plate-forme suivant les trois directions sous sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de $\varphi=1m$ ) _____	128
Tableau V. 6. Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux de $\varphi=1m$ sous sollicitation sismique avec le modèle HSS. _____	130

## Liste des notations

$\bar{\sigma}$	Tenseur des contraintes.
$\bar{\sigma}'$	Tenseur des contraintes effectives.
$U.I$	Tenseur isotrope avec I matrice identité.
$\Delta V$	Variation de volume.
$\Delta U$	Variation de la pression interstitielle.
$S_r$	Degré de saturation.
$C_u$	Coefficient d'uniformité.
$D_{50}$	Diamètre à 50%.
$D_{15}$	Diamètre à 15%.
$D_{10}$	Diamètre à 10%.
$W_l$	Limite de liquidité.
$W$	Teneur en eau.
$I_p$	Indice de plasticité.
$\sigma'_h$	Contrainte effective horizontale.
$\sigma'_v$	Contrainte effective verticale.
$K_0$	Coefficient de poussée des terres au repos.
$\tau_{hv}$	Contrainte de cisaillement cyclique.
$N$	Nombre de cycles.
$D_r$	Densité relative.
$RCC$	Resistance au cisaillement cyclique.
$B$	Coefficient de Skempton.
$CSR$	Rapport de contrainte cyclique.
$CRR$	Rapport de résistance cyclique.
$SPT$	Standard Penetration Test (essai pénétromètre standard).

CPT	<i>Cone Penetration Test (essai de pénétration par cône).</i>
$\tau_{av}$	<i>Contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique.</i>
$\sigma'_{v0}$	<i>Contrainte effective verticale.</i>
$\sigma_{v0}$	<i>Contrainte effective totale.</i>
$a_{max}$	<i>Accélération maximale du sol en surface.</i>
$g$	<i>Accélération de la pesanteur.</i>
$r_d$	<i>Coefficient correcteur réduction de contrainte de cisaillement.</i>
NCEER	<i>National Center For Earthquake Research.</i>
$\tau_L$	<i>Résistance au cisaillement cyclique non drainée.</i>
$\sigma'_0$	<i>Pression de confinement effective</i>
$\sigma_d$	<i>Déviateur cyclique</i>
BPT	<i>Becker penetration test (essai de pénétration Becker).</i>
$\Delta$	<i>Le laplacien.</i>
$\gamma_w$	<i>Poids volumique de l'eau.</i>
$K$	<i>Coefficient de perméabilité du sol</i>
$m_v$	<i>Inverse du module de compressibilité volumique</i>
$\frac{\partial U_g}{\partial t}$	<i>Taux d'accroissement de la pression interstitielle en absence du drainage.</i>
$\sigma'_m$	<i>Contrainte de consolidation.</i>
$\beta$	<i>Paramètre expérimental dépendant du niveau de la contrainte de cisaillement cyclique et de la densité du sol</i>
EERI	<i>Earthquake Enginerring Research Institue</i>
EERC	<i>Earthquake Enginerring Tesearch Center</i>
$l_0$	<i>Longueur de transfert du pieu.</i>
$E_p$	<i>Module d'élasticité du pieu.</i>
$I_p$	<i>Module d'inertie de la section transversale du pieu</i>
$E_s$	<i>Module d'élasticité du sol.</i>

SEAOOC	<i>Structural Engineers Association Of California.</i>
$s_x$	<i>Impédance dynamique du sol.</i>
$K_x$	<i>Rigidité dynamique du sol.</i>
$C_x$	<i>Amortissement du sol.</i>
$\omega$	<i>Fréquence de la sollicitation dynamique (sismique).</i>
$U_p(z)$	<i>Mouvement sismique du pieu suivant la profondeur Z.</i>
$\gamma_{\text{unsat}}$	<i>Poids volumique sec.</i>
$\gamma_{\text{sat}}$	<i>Poids volumique saturé.</i>
C	<i>Cohésion d'un sol.</i>
$\varphi$	<i>Angle de frottement interne.</i>
E	<i>Module de Young.</i>
$\nu$	<i>Coefficient de poisson.</i>
MEF	<i>méthode des éléments finis.</i>
$a_x$	<i>Accélérogramme appliqué suivant la direction "X".</i>
$a_y$	<i>Accélérogramme appliqué suivant la direction "Y".</i>
$U_x$	<i>Déplacements suivant la direction "X".</i>
$U_y$	<i>Déplacements suivant la direction "Y".</i>
$U_z$	<i>Déplacements suivant la direction "Z".</i>
U	<i>Résultante des déplacements suivant les trois directions "X, Y, Z".</i>
$\Phi$	<i>Diamètre des pieux.</i>
EW	<i>Direction Est-Ouest.</i>
NS	<i>Direction Nord-Ouest.</i>
V	<i>Direction verticale.</i>
$\xi$	<i>Amortissement visqueux.</i>
HSS	<i>Loi de comportement Hardening Soil Small.</i>
$\Psi$	<i>Angle de dilatance.</i>

$E_{50}^{ref}$	<i>Rigidité sécante dans un essai triaxial drainé.</i>
$E_{oed}^{ref}$	<i>Rigidité tangente du chargement primaire de l'oedomètre.</i>
$E_{ur}^{ref}$	<i>Rigidité de déchargement (unloading-reloading).</i>
$G_0^{ref}$	<i>Module de cisaillement de référence pour de très petites déformations.</i>
$\gamma_{0.7}$	<i>Module de la contrainte de cisaillement à <math>G_s = 0.722 G_0</math>.</i>
$\frac{G}{G_{max}}$	<i>Module de cisaillement.</i>

## *Introduction générale*

Les séismes sont des phénomènes naturels dévastateurs. Ils causent de nombreux dégâts humains et matériels notamment dans les constructions de génie civil.

Ce phénomène provoque des changements au niveau du sol qui engendrent la destruction des édifices qu'ils supportent. Les séismes peuvent induire les glissements de terrain et les chutes de blocs, des avalanches dans les pays neigeux, des tsunamis dans les régions près des côtes ainsi que le phénomène spectaculaire de la liquéfaction des sols.

Le phénomène de liquéfaction des sols se produit lors du passage d'une action sismique dans les formations géologiques caractérisées par des sols de nature pulvérulents saturés en eau. Le passage des ondes sismiques dans un milieu sableux, saturé induit une augmentation de la surpression interstitielle et de ce fait une diminution de la contrainte effective. En effet le sol liquéfié perd la quasi-totalité de sa résistance et s'écoule comme un liquide sous l'effet de la pesanteur jusqu'à se retrouver un équilibre après la sollicitation.

La liquéfaction des sols est influencée par plusieurs paramètres dont la saturation, la densité relative, la granulométrie... et peut se produire dans les zones côtières sableuses et saturées en eau de mer provoquant la ruine des ouvrages maritimes.

Les quais sont classés parmi les ouvrages maritimes comme étant des ouvrages d'accostages car ils assurent la fonction d'accostage et d'amarrage des navires. Il existe de multiples types de quais en fonction de la nature des sols en place. Dans le cas des sols de faibles portances, les quais fondés sur pieux sont recommandés d'autant plus que les pieux sont des fondations profondes qui peuvent atteindre un sol de bonne portance se situant à d'importantes profondeurs.

Les pieux sont, assurément, une excellente solution pour la réalisation des ouvrages sur des sols de mauvaises caractéristiques mais leur comportement vis-à-vis de certains chargements notamment les chargements dynamiques tels que les séismes reste un problème très complexe. Le comportement des pieux est régi par l'ensemble pieux-sol ce qui est appelé « interaction sol-pieu ».

La complexité de l'interaction sol-pieu ISS nous conduit à étudier le comportement des pieux au moyen des outils numériques, qui est de loin le meilleur moyen d'évaluation des déformations de ces structures sous chargements dynamiques.

Le cas qui fait l'objet de ce mémoire de fin d'études est un quai sur pieux soumis à un chargement sismique.

La modélisation numérique est réalisée avec le code numérique en éléments finis et en trois dimensions PLAXIS 3D.

L'ouvrage est composé d'une plate forme en béton armée qui repose sur deux files de pieux ancrés dans un substratum rocheux et traversant deux couches de sables limoneux.

Nous allons étudier l'équilibre du quai avant et après construction c'est-à-dire en statique ensuite, nous allons lui imposer un chargement sismique par le biais de deux accélérogrammes ax et ay suivant les deux directions X et Y respectivement. Ces accélérogrammes ont été enregistrés au rocher sur le site de KEDDARA lors du séisme de BOUMERDES en ALGERIE le 21 mai 2003.

Le but de nos analyses numériques est de définir le comportement des pieux sous séisme et d'étudier la susceptibilité des sols supportant le quai à se liquéfier.

Ce manuscrit traite donc deux problèmes distincts, la liquéfaction des sols et le comportement d'un quai sur pieux sous l'effet d'un séisme. Il est structuré comme suit :

Le chapitre I constitue un état de connaissances sur les séismes et les effets qu'ils induisent aux sols particulièrement le phénomène de liquéfaction.

Le chapitre II est un recueil sur les différents types de quais et sur les efforts agissant sur ces derniers. Le quai fondé sur pieux est le type de quai auquel nous nous intéressons de plus près.

Dans une deuxième partie de ce chapitre II, nous présentons un état de l'art des méthodes d'analyse des pieux sous chargement sismique.

En chapitre III, nous présentons notre cas d'étude et nous mettons en évidence les résultats des calculs à l'état statique du quai avant et après construction.

Le chapitre IV est destiné à l'interprétation des résultats des modélisations numériques en dynamique. La première modélisation est réalisée avec le modèle de comportement viscoélastique et la deuxième avec le modèle hystérétique, hardening soil samall. Nous exposons une comparaison des résultats des deux modélisations.

Le chapitre V englobera les résultats d'un calcul statique et dynamique en augmentant le diamètre des pieux dans le but de vérifier si cette option peut constituer un moyen de confortement pour palier aux problèmes survenus.

## **Introduction.**

Les séismes sont l'un des phénomènes naturels les plus redoutés par l'humain mais qui développe en lui une fascination. Ils sont à l'origine de la destruction de nombreuses villes et du décès de centaines de personnes chaque année à travers le monde. Ces tremblements de terres ont aussi des conséquences désastreuses sur l'économie des pays touchés par ce phénomène.

Les séismes provoquent dans les sols des changements et des déformations dangereux pouvant mener à l'endommagement voir même la ruine des édifices qui reposent sur ces sols. Parmi les phénomènes induits par les séismes et observés dans les sols, la liquéfaction des sols qui provoque dans ce dernier des effets irréversibles.

Le phénomène de liquéfaction touche les sols pulvérulents, sableux dans un état saturé. L'action dynamique due au séisme induit la perte quasi-totale de la résistance, résultant d'une augmentation de la pression interstitielle, provoquant une brusque instabilité du sol, qui s'écoule sous l'effet de la pesanteur, autrement dit le sol se comporte tel un liquide.

Ce chapitre est destiné à l'étude de ce phénomène et englobe une partie des informations disponibles dans la littérature géotechnique.

En première partie du chapitre, nous exposons quelques généralités sur les séismes et les effets induits sur les sols par les sollicitations dynamiques, par la suite nous expliquerons le comportement expérimental des sols granulaires sous chargement monotone et cyclique.

Dans la deuxième partie du chapitre, nous allons nous intéresser particulièrement au phénomène de liquéfaction, où l'on décrira le phénomène en lui-même, les facteurs qui influencent sur son apparition ainsi que les différentes approches d'évaluation du potentiel de liquéfaction, pour ensuite lister les méthodes de réduction de ce phénomène.

Pour conclure, nous mettrons en revue les cas historiques de séismes ayant observé le phénomène et les effets qu'il induit sur les sols et les constructions et bien évidemment une conclusion.

## 1- Etat de connaissances sur les séismes.

Le séisme est un phénomène naturel qui résulte d'une accumulation de tensions et de contraintes à l'intérieur du globe terrestre. Ils font leur apparition partout dans le monde, plus particulièrement là où les plaques tectoniques sont en contact. Les efforts tectoniques peuvent occasionner des déplacements au niveau d'une faille (foyer) dus à une brutale libération d'énergie qui au niveau du sol provoque des vibrations. Ce que l'on appelle communément « tremblement de terre ». Lorsque l'épicentre (point situé à la vertical du foyer) est à faible profondeur, de l'ordre de quelques kilomètres, le séisme est dit *superficiel*, mais s'il est à grande profondeur (quelques dizaines voir centaines de kilomètres) il est appelé séisme *profond*.

A l'heure actuelle, il n'est pas possible de définir le moment et le lieu où le séisme va se produire, mais il est bien possible de reconnaître les zones à haut risques sismiques et de prendre les mesures adéquates pour y construire en toute sécurité. La figure I.1 nous délimite la répartition des plaques tectoniques.

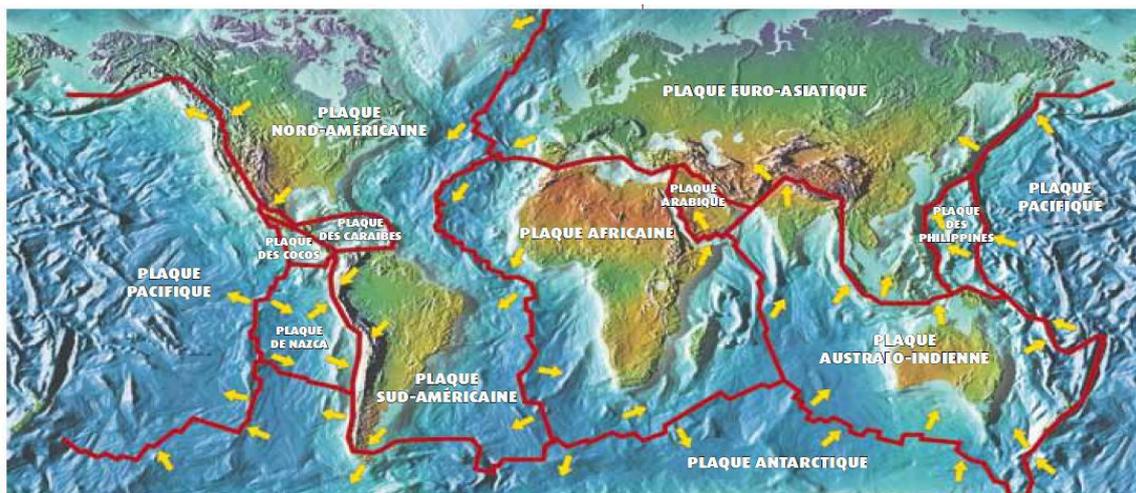


Figure I. 1. Répartition des plaques tectoniques à la surface du globe et localisation des frontières entre plaques

Chaque année se produit environ, un million de séismes à travers le monde. La plupart ne sont pas ressentis par la population mais enregistrés par les sismographes tandis que d'autres peuvent mener à de nombreuses pertes humaines et matérielles.

Les séismes induisent des effets aux sols qui se distinguent par deux types :

- **Effets directs** : dus aux mouvements vibratoires du sol qui peuvent être modifiés localement par des effets de sites. (figure I.2)
- **Effets induits** : représentés par des ruptures permanentes du sol. (figure I.2)

Dans certains cas les séismes sont de magnitudes élevés et la faille peut se prolonger jusqu'à la surface et engendrer des décalages du sol à la surface de part et d'autre de la faille.

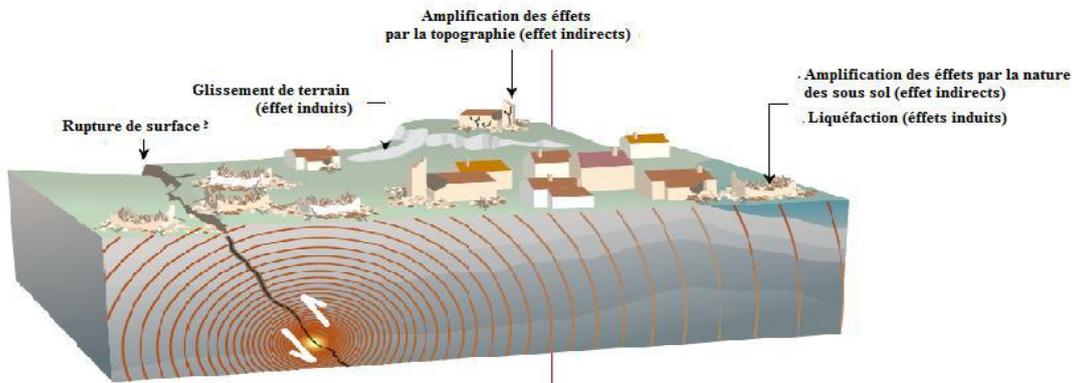


Figure I. 2. Effets directs et effets induits des séismes.

- **Les effets de sites :** terme utilisé pour décrire la modification de la propagation des ondes sismiques dans le sol. En effet, lors de leur propagation, les ondes sismiques traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques variées (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques..) ce qui perturbe leur diffusion.

En particulier dans les couches superficielles (sol meuble) la vitesse des ondes est faible ce qui modifie la secousse sismique et la varie localement (augmente ou diminue), cette variation est nommée effets de sites et ils sont fonction de deux facteurs, la topographie et la nature du sol.

Les reliefs amplifient ou dés-amplifient le mouvement sismique (amplifier au sommet des montagnes et des pentes) en comparaison avec un site dépourvu d'une telle topographie, cette variation des reliefs est visible sur la figure I.3. On parle donc d'effets de site topographique.

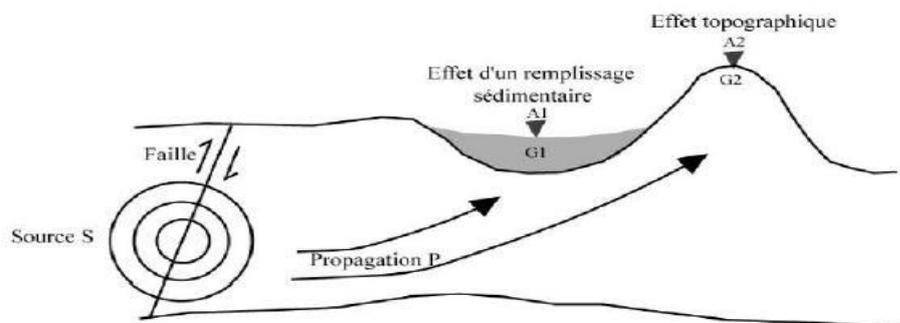


Figure I. 3. Phénomènes affectant la propagation des ondes sismiques depuis la source jusqu'au site.

Cependant, certains sols piègent les ondes sismiques à savoir les remplissages alluvionnaires meubles, ce qui amplifie le mouvement du sol en surface, on parle cette fois-ci d'*effets de site lithologique* (liés à la lithologie du sol).

- **Les effets induits par un séisme sur le sol**

Les séismes sont déclencheurs de plusieurs types de phénomènes naturels :

- **Mouvements de terrain** : les séismes peuvent provoquer des glissements de terrain et des chutes de blocs résultant d'une modification des conditions d'équilibre géotechniques, par conséquent un versant stable à l'état statique peut se retrouver instable sous sollicitations dynamiques.
- **Liquéfaction des sols** : certains sols, plus précisément les sols sableux gorgés d'eau peuvent perdre toute résistance lors des sollicitations dynamiques, causant de graves effets sur les constructions qui reposent sur ces sols liquéfiés (tassement importants et basculement des ouvrages).
- **Avalanches** : un séisme peut être déclencheur d'avalanches lorsque la cohésion du manteau neigeux ou des couches de neige entre-elles est rompu par des vibrations occasionnées.
- **Les tsunamis** : si l'épicentre du séisme se trouve en mer ou à proximité des côtes maritimes, il peut être à l'origine de raz de marée et de tsunamis.

Dans la suite de ce chapitre nous allons nous pencher sur l'un des phénomènes induit par les séismes dans le sol qui est le *phénomène de liquéfaction des sols*.

## **2- Comportement expérimental des sols granulaires.**

Pour décrire le comportement du sol vis-à-vis de la liquéfaction, il y a lieu de soumettre un matériau à plus d'un seul type de sollicitation et de conditions aux limites. Pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction, le sol étudié est un sable saturé en eau. Deux distinctions dans les conditions d'essai doivent être prises en considération :

- **Comportement drainé/non drainé** : dans la réalité la distinction se fait par comparaison entre la vitesse du chargement et la perméabilité du sol. Un sol est considéré non drainé si la sollicitation qui lui est appliquée varie trop rapidement et ne laissant pas au fluide interstitielle le temps de s'évacuer. Dans le cas contraire, le sol est considéré drainé.

- **Sollicitation monotone/cyclique** : en sollicitation monotone le chargement s'effectuera dans une seule direction, mais en cyclique le chargement sera répété et changera de direction tous les demi-cycles.

- **Comportement des sables sous chargement monotone.**

On s'intéresse au cas des sables saturés, qui se déforment sous l'action des sollicitations appliquées. Le sol biphasique est assimilé à un milieu continu pour lequel on définit le tenseur des contraintes classiques de la mécanique ( $\bar{\sigma}$ ), que l'on décompose de manière usuelle selon le postulat de Terzagui comme suit :

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}' + U . I$$

$\bar{\sigma}'$  : Tenseur des contraintes effectives (chargement repris par le squelette granulaire)

$U.I$  : ( $I$  est la matrice identité) tenseur isotrope (chargement repris par l'eau sous forme de pression interstitielle)

Le sable est un matériau granulaire, ses particules sont emballées dans un état allant de très lâche à très dense comme illustré sur la figure I.4. Les particules de sables ne sont pas généralement liées et sous chargement, elles ont tendance à se réorganiser pour faire face à la charge et changement de volume si elles sont cisailées.

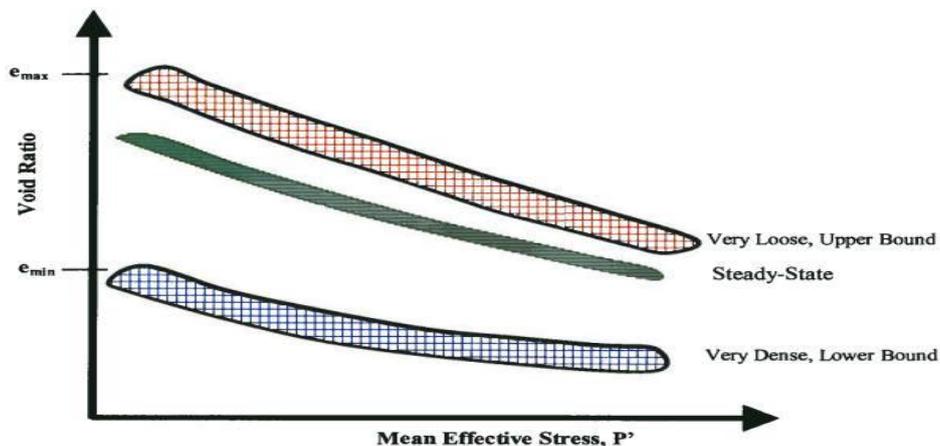


Figure I. 4. État de sable  $e-p'$  (D'après Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

**Comportement drainé des sables sous chargement monotone.**

Il correspond à la réponse du matériau observable lorsque l'eau interstitielle peut s'écouler librement entre les grains au cours du chargement, sans développer des surpressions interstitielles. Il est donc caractérisé par une non-variabilité de la

surpression  $\Delta U=0$  au cours de la sollicitation et la variation de volume généralement non nulle du matériau  $\Delta V \neq 0$ .

### Comportement non drainé des sables sous chargement monotone.

Ce comportement correspond au cas où, lors de l'application de la sollicitation, l'eau reste (bloquée) au sein du matériau, autrement dit, il n'y a pas d'écoulement du fluide interstitiel par rapport aux grains. La tendance du squelette à varier de volume est alors empêchée, se qui se traduit par le développement de surpression interstitielle dans le sol entraînant une évolution des contraintes effectives qui pourrait être très différente des contraintes totales et le sol va alors se déformer à volume constant.

Un tel comportement est donc caractérisé par une non-variation du volume du sol  $\Delta V=0$  et le développement de surpressions interstitielles non nulles  $\Delta U \neq 0$ .

- **La contractance** : c'est la composante irréversible (plastique dans un schéma élastoplastique) de la diminution de volume du sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de densification de l'ensemble des grains résultant du réarrangement de ces derniers, occasionné par la sollicitation appliquée.
- **La dilatance** : contrairement à la contractance, c'est la composante irréversible de l'augmentation de volume du sol soumis au cisaillement, et correspond à un mécanisme de dés-enchevêtrement et de foisonnement de l'empilement granulaire.

- ***Comportement des sables sous chargement cyclique.***

Les sollicitations cycliques appliquées au sol peuvent être de nature très différentes en fonction de leur origine, en terme d'amplitude, de fréquence de régularité du signal ... en ce qui concerne les séismes, on est face à des sollicitations relativement irrégulière avec une phase de croissance du niveau de sollicitation jusqu'à une valeur maximale, suivie d'une phase de décroissance jusqu'au retour à l'équilibre.

Sous sollicitations cycliques, trois types de comportements dits « cycliques » sont à distinguer :

- **Le rochet** : augmentation de la déformation de manière continue, conduisant à des ruptures, comme la liquéfaction ou la mobilité cyclique.
- **L'accommodation** : stabilisation du chemin contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis.

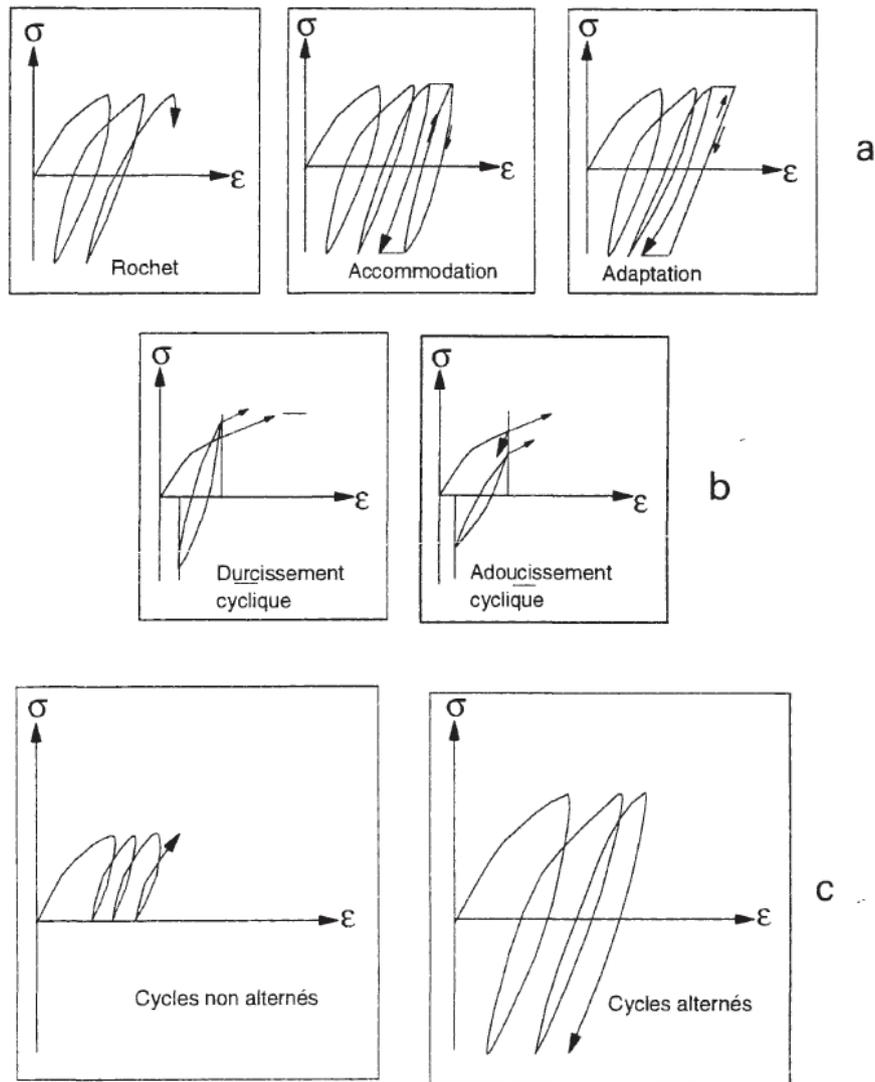
- **L'adaptation** : au bout d'un certain nombre de cycles la courbes contrainte-déformation présente un chemin réversible donc un comportement parfaitement élastique.

A déformation contrôlée on parle de :

- **Durcissement cyclique** : si au cours des cycles, le diagramme contraintes-déformations présente un intervalle de variation de contraintes qui **croit** et **se stabilise**.
- **Adoucissement cyclique** : si au cours des cycles, le diagramme contraintes-déformations présente un intervalle de variation de contraintes-déformations qui **décroit** et **se stabilise**.

Un chargement cyclique est dit *alterné* si au cours des cycles, le déviateur de contrainte prend des valeurs plus petites que celle des conditions initiales avant cisaillement, et il est dit *non alterné* si le déviateur de contrainte reste toujours supérieur.

Ces différents comportements cycliques sont à observés dans la figure suivante :



**Figure I. 5.** Différents phénomènes cycliques observables dans les sables, (F a t i h a BAHDA, 1997)

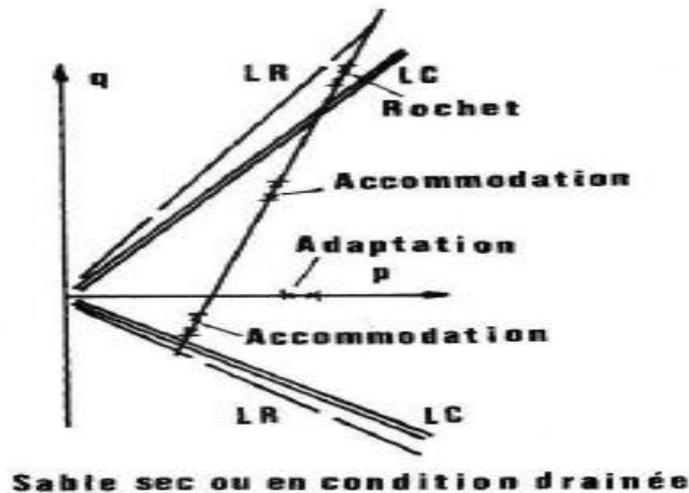
**Comportement drainé des sables sous chargement cyclique.**

Sous sollicitation de cisaillement cyclique à l'état drainé, les sables se densifient lors de l'application des cycles successifs. Le mécanisme et l'ampleur de la densification sont contrôlés par les propriétés de contractance et dilatance du matériau qui dépendent de son état initial ainsi que des caractéristiques de la sollicitation

D'après Luong en 1980, l'état caractéristique joue un rôle important et fondamental par sa propriété de seuil de délimitation intrinsèque entre un domaine contractant (sub-caractéristique) et un domaine dilatant (sur-caractéristique). Voir figure I.6.

Tant que le chemin des contraintes effectives correspondant à la sollicitation appliquée reste à l'intérieur du domaine sub-caractéristique, le matériau est contractant en charge essentiellement élastique en décharge et l'on assiste à une

densification continue lors de l'application des cycles, durcissement progressif et stabilisation du matériau par adaptation ou accommodation. Dans le cas où le chemin des contraintes franchit le seuil caractéristique, on observe alors une phase de dilatance qui est suivie lors de la décharge par une phase de contractance accélérant le processus de densification.



**Figure I.6.** Cadre conceptuel proposé pour la prévision du comportement cyclique drainé des sables (d'après Luong, 1980, cité par J. Canou, 2002).

Les essais cycliques drainés ne permettent pas l'observation du phénomène de liquéfaction des sables car les drainages étant ouverts, les pressions interstitielles ne se développent pas suffisamment pour annuler la contrainte effective du squelette granulaire

Les essais en condition drainée sont donc employés pour caractériser les comportements cycliques cités auparavant.

### Comportement non-drainé des sables sous chargement cyclique.

Dans le cas non-drainé les propriétés de contractance et de dilatance vont se produire par une accumulation progressive de surpression interstitielles. Cette accumulation des surpressions interstitielles réduit le niveau des contraintes effectives qui règne au sein du matériau pouvant ainsi le conduire à la rupture.

Deux mécanismes très différents correspondant au cas des sables denses (dilatant en monotone) et au cas des sables lâches (uniquement contractant en monotone) qui vont pouvoir conduire à la ruine du matériau avec accumulation de grandes déformations.

Dans le cas des sables denses, on parle de mobilité cyclique mais dans le cas des sables lâches on parle de liquéfaction (vraie). Voir figure I.7 ci-dessous.

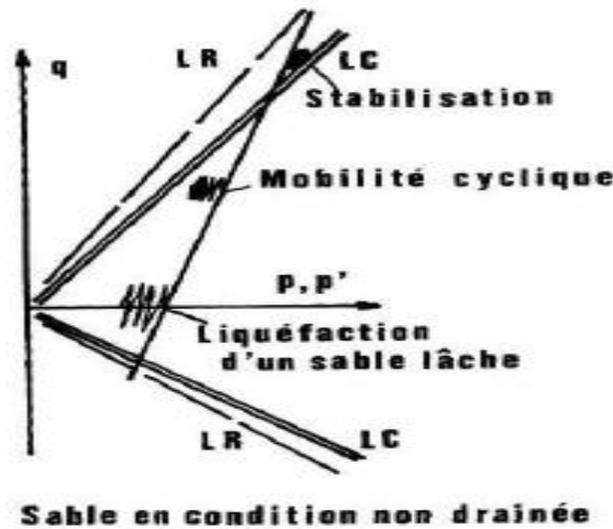


Figure I. 7. Cadre conceptuel proposé pour la prévision du comportement cyclique non drainé des sables (d'après Luong, 1980, cité par J. Canou, 2002).

- **Comportement des sols liquéfiables.**

Il existe deux types de comportement menant à la liquéfaction : le ramollissement sous déformations et le durcissement sous déformations :

- **Ramollissement sous déformations** : il provoque une liquéfaction d'écoulement du matériau sous une action monotone ou cyclique, il suffit d'une seule impulsion et la liquéfaction est déclenchée.
- **Le durcissement sous déformations** : la liquéfaction est engendrée, à condition que le matériau ait subi un ramollissement cyclique (avec inversion des contraintes). Les déformations sont stoppées dès la fin de la sollicitation.

### 3- *Etat de connaissances sur le phénomène de liquéfaction des sols.*

Hazen en 1920 a utilisé le terme « liquéfaction » pour la première fois pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie où 700.000 m<sup>3</sup> de sol constituant le pied amont du barrage, ont été emportés sur une distance de 100m sans aucune cause apparente.

Plusieurs définitions du phénomène se sont suivies chronologiquement par plusieurs auteurs. L'identité de la liquéfaction peut être résumée par la définition proposée par Sladen et al en 1985 qui rejoint celle donnée par Castro et Poulos en 1977 et par Seed en 1979: « *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 au cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite* »

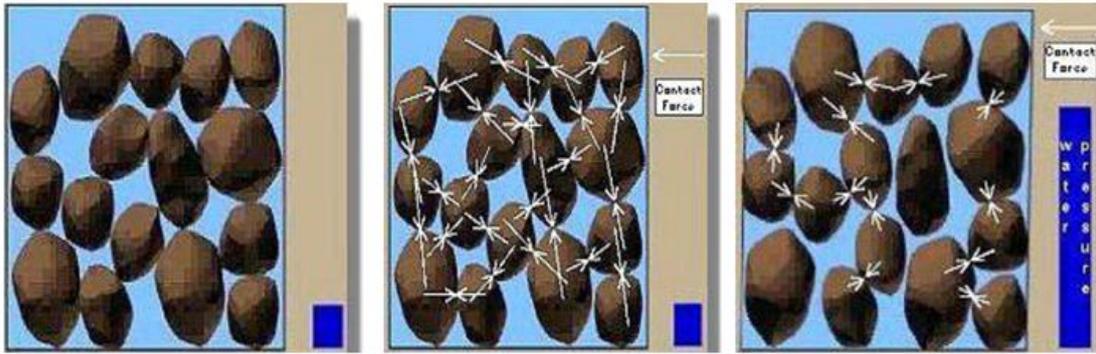
En résumé la liquéfaction des sols correspond à la réduction, voir même, la perte totale de la résistance au cisaillement d'un sol, il se produit généralement sous l'effet de sollicitation dynamiques tels que les séismes et les vibrations.

Avant un séisme, la pression de l'eau dans le sol est relativement basse, cependant le passage d'une onde sismique provoque dans certaines formations géologiques, notamment les matériaux sableux saturés en eau dans un état lâche, une augmentation considérable des pressions interstitielles qui tendent à avoisiner la pression de confinement diminuant, ou annulant les contraintes effectives du matériau laissant ainsi aux particules la possibilité de se déplacer les une par rapport aux autres, ce qui provoque la déconsolidation brutale du matériau et une déstructuration du sol traduite par la perte de résistance au cisaillement de ce dernier. Par conséquent, les constructions qui reposent sur ces formations géologiques deviennent instables.

Les constructions géologiques touchées par le phénomène sont définies par :

- La nature : sables – limons – vases.
- La cohésion : formation peu compacte.
- Le degré de saturation : la formation doit être saturée en eau
- La granulométrie : uniforme comprise entre 0.05 et 0.15mm.

A l'échelle microscopique le phénomène peut être représenté par la figure I.8 qui suit :



→ : Forces de contact entre les particules    ■ : Niveau de la pression interstitielle

Figure I. 8. Phénomène de liquéfaction à l'échelle microscopique

On remarque qu'à **l'état initial**, les grains sont lâches, dans un milieu saturé et à l'état de repos, ils sont en contact et permettent la transmission des efforts qui à grande échelle sont connues sous le nom de « contraintes effectives ».

Par contre à **l'état de chargement**, les grains se réorganisent en conditions non drainées. Cette réorganisation se traduit par une augmentation de la pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus le volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes effectives initiales. L'inexistence du contact entre les grains et l'augmentation de la pression interstitielle jusqu'à égaler les contraintes effectives, induisent un comportement du matériau semblable à un liquide. On dira qu'il y a eu *liquéfaction du sol*.

Au final, le phénomène de liquéfaction est lié à la conjonction simultanée des trois paramètres suivants :

- Présence d'un matériau pulvérulent.
- Présence d'une nappe d'eau.
- Existence d'une sollicitation cyclique ou monotone.

Les études réalisées en laboratoire et in-situ ont permis de distinguer entre deux phénomènes, *l'écoulement du sol* ou simplement "liquéfaction" et la *mobilité cyclique* qui est caractéristique des sables moyennement denses et très denses dilatants. Elle se distingue de la liquéfaction par le mode de rupture qui se produit par accumulation de déformation significatives et non par une perte de la résistance au cisaillement.

Le phénomène de liquéfaction est moins fréquent que la mobilité cyclique mais ses conséquences sont plus désastreuses, étant donné qu'un volume très important de sol peut être disloqué sans cause apparente.

Terzaghi en 1956 a employé le terme « Spontaneous Liquefaction » pour décrire le changement soudain d'un dépôt de sable d'un état solide à un état liquide sous l'effet de légères perturbations.

- ***Facteurs influençant le phénomène de liquéfaction.***

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence considérable sur le comportement des sols et leur susceptibilité à subir une liquéfaction lors de sollicitation dynamique. Les principaux sont : le type du sol et la granulométrie, le degré de saturation, l'état de contrainte initial, l'histoire des contraintes et déformations, la présence des fines....

La condition principale pour qu'il ait liquéfaction du sol est un *chargement dynamique* à savoir le séisme. Les paramètres des mouvements sismiques tels que l'accélération et la durée déterminent la déformation de cisaillement qui cause la contraction des particules de sol et le développement d'un surplus de pressions interstitielle, ce qui induit la liquéfaction du sol. Donc la cause la plus commune du déclenchement du phénomène de liquéfaction est l'énergie sismique libérée lors d'un séisme, ainsi le potentiel de liquéfaction croît avec l'augmentation de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de la secousse.

Il est clair que *la nature du sol et la granulométrie* sont les premiers facteurs qui influencent l'apparition de la liquéfaction. Comme nous l'avons cité un peu plus en amont le phénomène touche les sables, particulièrement les sables fins et uniformes sont plus sujets à liquéfaction que les gros sables sous les mêmes conditions, puisqu'ils sont bien gradués et plus stables et que la perméabilité de ces derniers est élevée à côté de la perméabilité d'un sable fin. En effet les pressions interstitielles développées durant la sollicitation se dissipent plus facilement dans un gros sable que dans un sable fin. Par conséquent, l'exposition au phénomène de liquéfaction est réduite avec la grosseur des grains de sable.

D'après l'article 9.121 des règles de construction parasismique (PS92), les sols susceptibles de se liquéfier possèdent les caractéristiques citées dans le tableau I.1 suivant :

<i>sables, sables vasards et silts</i>	<i>sols argileux</i>
- Degré de saturation $S_r$ voisin de 100% ;	- Diamètre à 15%, $D_{15}$ , supérieur à 0.005mm ;
- La granulométrie assez uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité $C_u$ inférieur à 15 ;	- Limite de liquidité $w_L$ inférieure à 35% ;
- Diamètre à 50%, ( $D_{50}$ ), compris entre 0.05mm et 1.5mm.	- Teneur en eau $w$ supérieure à $0.9 w_L$ .

Tableau I. 1 . Caractéristiques des sols liquéfiables

D'après l'article 9.122 du même règlement, les sols qui présentent les caractéristiques suivantes peuvent être considérés comme exemples de risque :

- Sols dont la granulométrie présente un diamètre à 10%,  $D_{10} > 2\text{mm}$ .
- Sols dans lesquels on a simultanément :  $D_{70} < 74\mu$  et  $I_p > 10\%$ .

Un grand nombre d'observations in-situ et d'essais au laboratoire ont permis l'élaboration des courbes représentées sur la figure I.9.

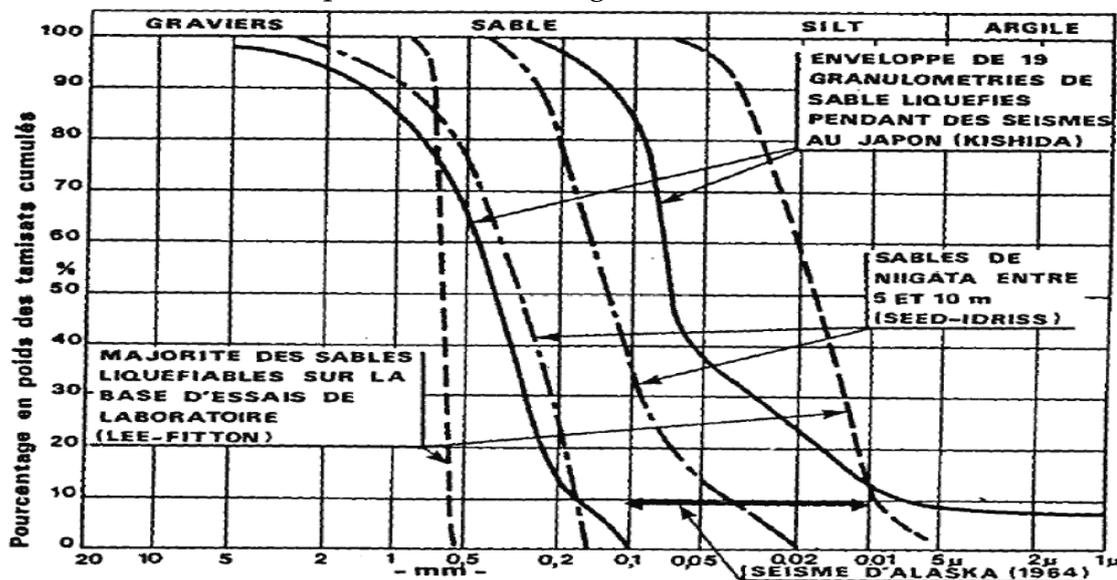


Figure I. 9. Fuseau granulométrique des sols liquéfiables (d'après A. Pecker, 1984).

L'état de contrainte initial d'un échantillon de sol au repos à une certaine profondeur  $H$  est définie par les contraintes effectives  $\sigma_h'$  et  $\sigma_v'$  qui règne à cette profondeur. La figure I.10 représente l'application des deux contraintes sur les facettes verticales et horizontales du sol.

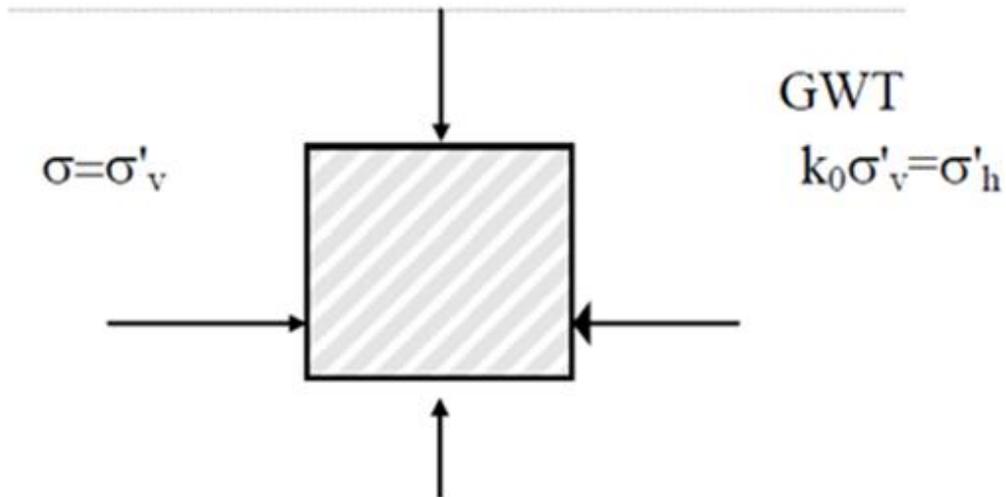


Figure I. 100. Etat de contrainte initial d'un élément de sol au repos

Avec :

$K_0$  : Coefficient des terres au repos.

$\sigma'_h$  : Contrainte effective horizontale.

$\sigma'_v$  : Contrainte effective verticale.

Le coefficient des terres au repos  $K_0$  croît avec la compacité du sol qui elle, augmente avec la profondeur, ceci va procurer au sol une amélioration de la résistance au cisaillement cyclique pour les couches les plus profondes. Et donc la résistance à la liquéfaction d'un sol dépend de sa contrainte initiale.

Cette influence est bien visible sur la figure I.11 établie par Seed et Peacock en 1971 et cité par A. Pecker, 1984.

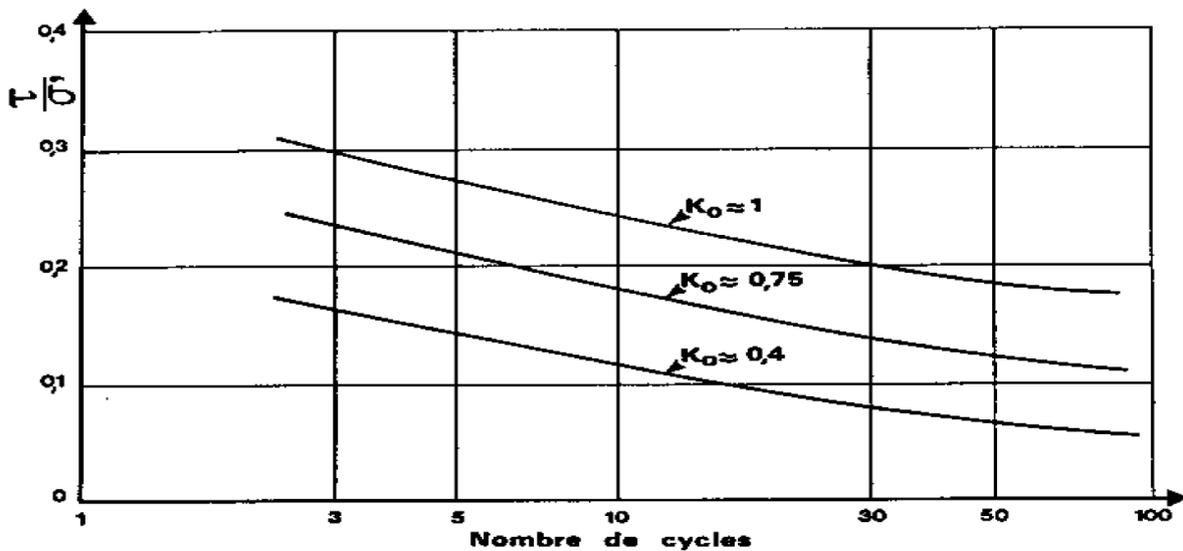


Figure I. 111. Influence de  $K_0$  sur la résistance cyclique au cisaillement (d'après A. Pecker, 1984).

$\sigma_{hv}$ : Contrainte de cisaillement cyclique.

$\sigma'_0$ : Contrainte effective verticale.

N : Nombre de cycles nécessaires pour atteindre la liquéfaction de l'échantillon.

Mulilis et al en 1978 ont mis en évidence l'influence de la densité relative ( $D_r$ ) du sable sur la résistance au cisaillement cyclique. La figure I.12, nous éclaire sur cette influence.

Effectivement l'augmentation de la résistance à la liquéfaction est proportionnelle à l'augmentation de la densité relative ( $D_r$ ) des sols, plus la densité relative du sol augmente plus la résistance à la liquéfaction augmente.

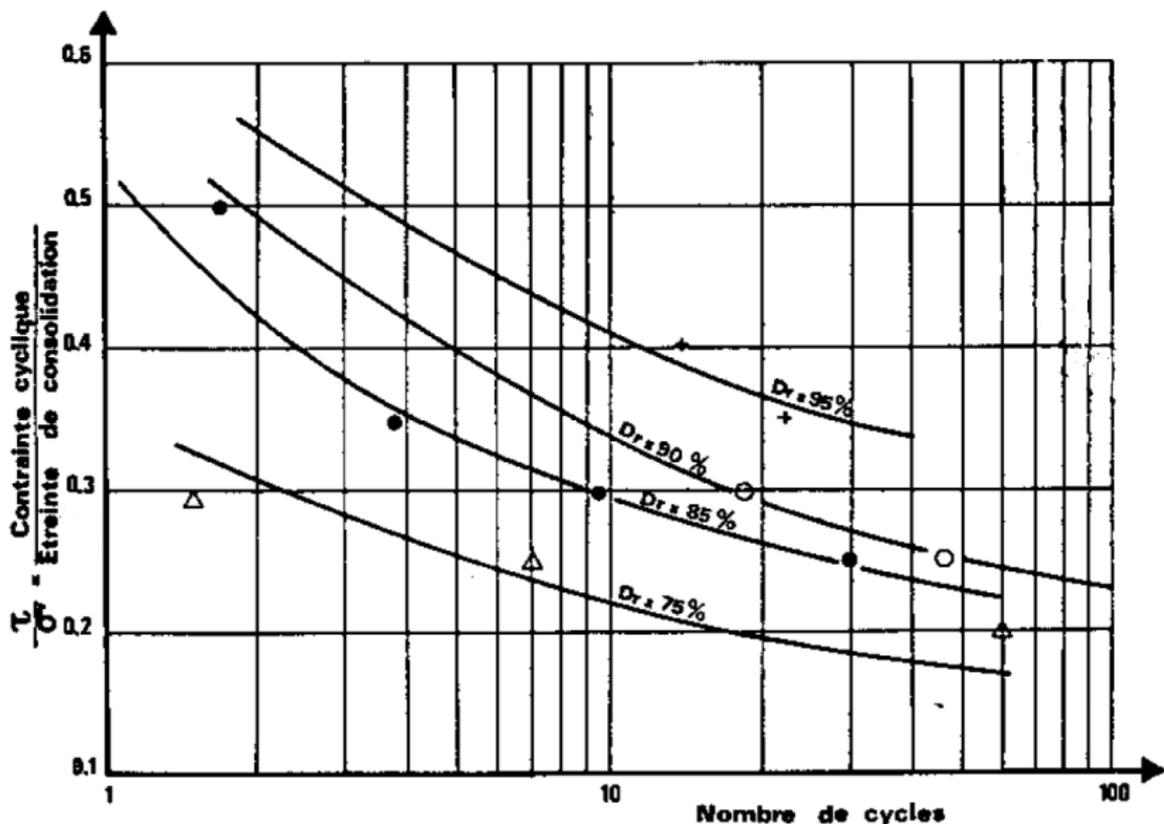
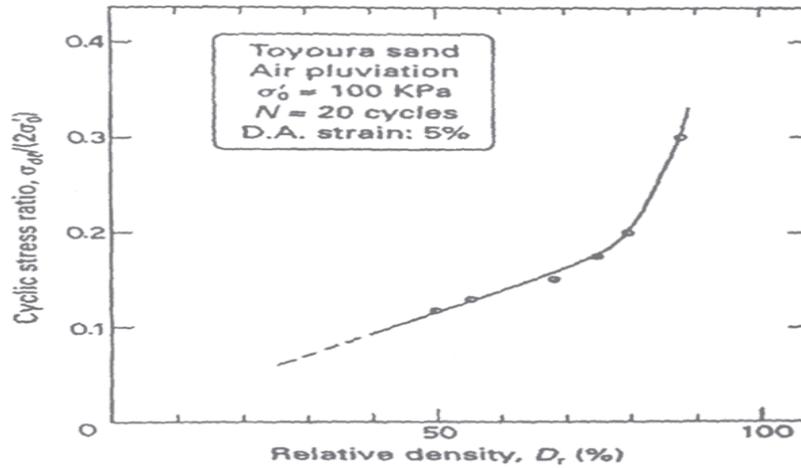


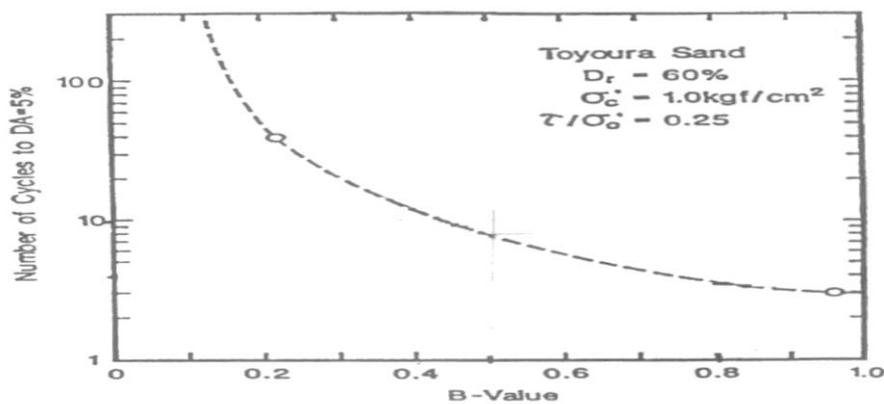
Figure I. 122. Influence de la densité relative sur la R.C.C (d'après A. Pecker, 1984).

Tatsuoka et al en 1986 ont obtenus les résultats de la figure I.13, en étudiant l'influence de la densité relative sur la susceptibilité de la liquéfaction des sables de Toyoura. On peut observer que la RCC augmente de façon linéaire avec la densité relative jusqu'à une valeur de  $D_r=0.7$ , au-delà, on remarque une augmentation importante de la RCC avec l'augmentation de la densité  $D_r$ .



**Figure I. 133.** Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al., 1986).

D'autres essais sur la liquéfaction des sols ont été effectués par Yoshimi et al (1989) sur le sable de Toyoura de densité relative moyenne  $D_r=0.6$  à différents degrés de saturation. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure I.14. On peut noter que le degré de saturation affecte d'une manière très sensible la résistance à la liquéfaction des sols avec un coefficient de Skempton B supérieur à 0,8. Le coefficient de Skempton est un coefficient qui nous permet de contrôler le degré de saturation d'un échantillon de sol lors des essais triaxiaux et il est dépendant de la pression interstitielle, de la porosité du sol et des modules de déformation volumiques du squelette du sol.



**Figure I. 144.** Influence de la saturation sur la résistance à la liquéfaction du sol résultats expérimentaux d'après Yoshimi et al (1989)

Pour une valeur de  $B=0,8$ , il a suffi d'appliquer trois cycles pour que la liquéfaction se produise. Par contre, pour une valeur de  $B=0,5$  il a fallu huit cycles pour que la liquéfaction apparaisse.

A travers la figure I.15 élaborée par Pecker en 1984, on distingue bien que pour une diminution de 2% du degré de saturation, la résistance cyclique du sol diminue de 50%. Il est à noter, que lors des essais de liquéfaction au laboratoire, il est important d'assurer une saturation totale de l'échantillon étudié.

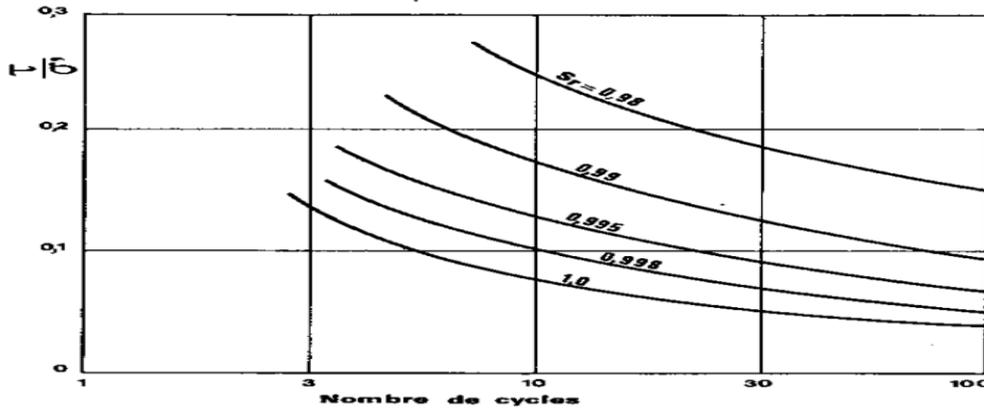


Figure I. 155. Influence du degré de saturation sur la R.C.C. (A. Pecker, 1984)

La nature du sable, la formation du dépôt ainsi que l'histoire des sollicitations subies par le sol jusqu'à l'état de contrainte actuel donnent au sol *une structure* caractérisée par une compacité et un certain arrangement des grains

On désigne par *structure du sol*, l'arrangement et la forme des grains qui ne sont ni sphériques, ni tous identique. Cette structure est conditionnée par le mode de formation du dépôt et l'histoire des contraintes et des déformations subies par le dépôt depuis sa formation.

La figure I.16 qui suit présente des courbes de la R.C.C mesurées par Mulilis et al en 1975 sur des éprouvettes d'un même sable, de même densité mais mises en place de différentes méthodes. L'accroissement de la R.C.C peut atteindre 100% suivant la méthode de préparation de l'échantillon, cette variation résulte des différences de structure des assemblages formés. La structure la moins favorable correspond à un assemblage ou l'angle moyen, formé par les plans de contacts entre les grains et la sollicitation, est égal à  $45^\circ$  (Seed et al, 1975).

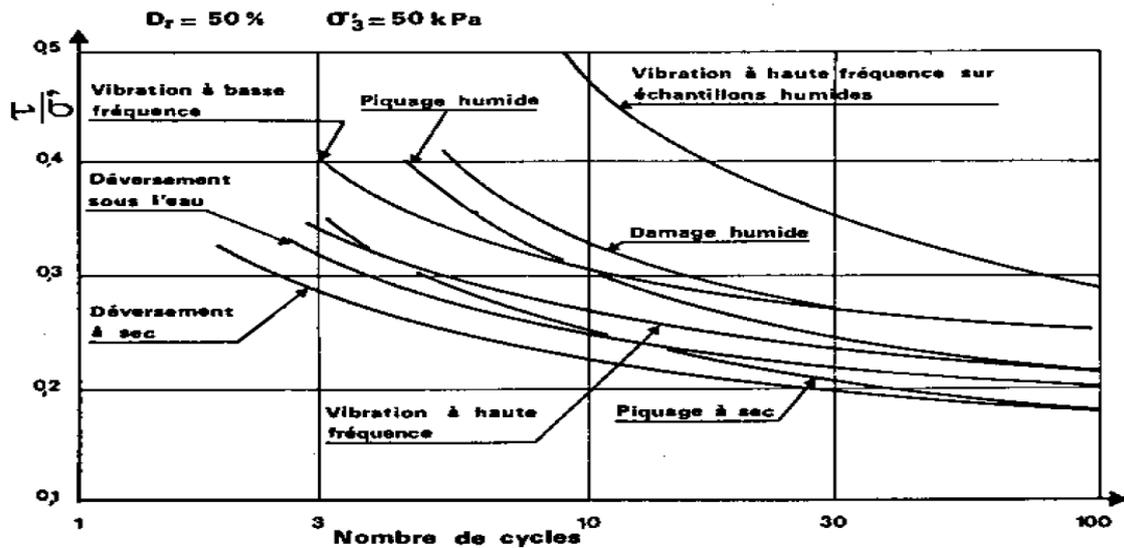


Figure I. 166. Influence de la structure sur la R.C.C. (d'après Mulilis et al 1975)

Lorsque la *nappe phréatique* se trouve à une profondeur supérieure à 4 ou 5m, les effets de la liquéfaction particulièrement dus à la rupture hydraulique deviennent rares même si l'intensité du mouvement sismique est modérée. Ceci dit des épandages latéraux peuvent toujours se produire pour des couches profondes de sable très lâche.

Généralement pour des profondeurs de nappe de l'ordre de 10m ou plus au dessous de la surface du sol, le potentiel de liquéfaction est quasi nul à moins que le séisme soit grave et que le site en question favorise la liquéfaction.

Les expériences et les observations in-situ ont montrées que *L'âge et l'origine géologique* d'un sol est un paramètre déterminant de la susceptibilité à la liquéfaction. En effet les dépôts de sol *pré-pléistocène* (dépôt naturel d'âge variant de 10.000 à 130.000 ans) ne se liquéfieront sûrement pas sauf en cas de séismes de très fortes magnitudes, par contre les dépôts de sol de *l'holocène* (1000 ans et moins) sont plus susceptibles de se liquéfier. Cette augmentation de résistance à la liquéfaction avec l'augmentation de l'âge du dépôt est due à la compression des particules du sol dans des arrangements plus stables et le développement de liens de cimentation au niveau des contacts entre les grains constituant le dépôt. Le sol soumis à une pression de confinement est donc plus résistant à la liquéfaction.

• **Evaluation du potentiel de liquéfaction d'un sol**

Deux méthodes par approches sont à distinguer pour l'évaluation du risque de liquéfaction d'un site. L'une est dite en *contraintes totales*, qui consiste à comparer la résistance au cisaillement cyclique du sable aux sollicitations appliquées. L'autre méthode, en *contraintes effectives*, détermine l'évolution des pressions interstitielles au cours de la sollicitation en tenant compte des conditions de drainage (A.Pecker 1984).

**Approche en contraintes totales.**

Elle est basée sur la détermination de la contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique (rapport de contrainte cyclique CSR) et de la résistance au cisaillement cyclique non drainée (rapport de résistance cyclique CRR). Ces deux contraintes sont déduites à partir d'essais au laboratoire (triaxial cyclique, cisaillement simple ou cyclique et table vibrante) et essais in-situ (Standard Penetration Test SPT, Cone Penetration Test CPT).

Le rapport  $\frac{CRR}{CSR}$  permet de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction.

Le rapport de contrainte cyclique CSR s'évalue en utilisant la formule de Seed et Idress .1971 comme suit :

$$CSR = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \left[ \frac{a_{max}}{g} \right] \cdot \left[ \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right] \cdot r_d$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \tau_{av} : \text{Contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique.} \\ \sigma'_{v0} : \text{Contrainte verticale effective} \\ \sigma_{v0} : \text{Contrainte verticale totale.} \end{array} \right.$

Et  $\left\{ \begin{array}{l} a_{max} : \text{Accélération maximale du sol en surface} \\ g : \text{Accélération de la pesanteur.} \\ r_d : \text{Coefficient correcteur de réduction de contrainte de cisailment} \\ \text{décroissant avec la profondeur Z.} \end{array} \right.$

La relation suivante a été proposée par Tokimatsi et Yoshimi pour le calcul de  $r_d$  :

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot Z$$

D'autre part, le NCEER (National Center For Earthquake Engineering Research) recommande les équations suivantes pour le calcul de la valeur moyenne de  $r_d$  en fonction de la profondeur au dessous de la surface à l'endroit où la contrainte est évaluée Z.

$$\begin{cases} r_d = 1 - 0.00765 \cdot Z & \text{pour } Z \leq 9.15m \\ r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot Z & \text{pour } 9.15m \leq Z \leq 23m \end{cases}$$

A partir de la deuxième formule, pour  $Z$  variant de 9.15m à 12m les valeurs moyennes de  $r_d$  calculées sont représentées sur la figure I.17.

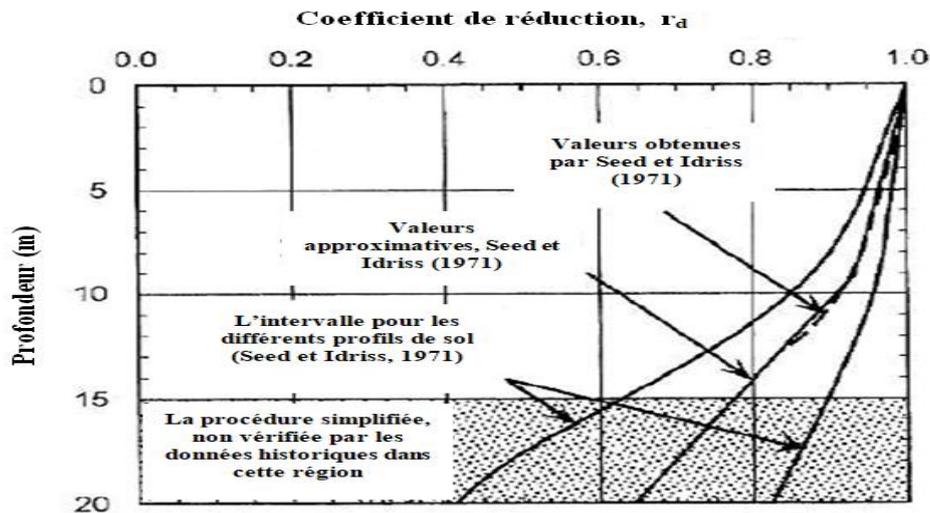


Figure I. 177. Variation du coefficient  $r_d$  avec la profondeur (Seed et Idriss, 1971).

Le rapport de résistance cyclique CRR est le rapport entre la contrainte au cisaillement et la contrainte effective de confinement, elle se calcule comme suit :

$$CRR = \left( \frac{\tau_L}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Avec :  $\begin{cases} \tau_L : \text{Résistance au cisaillement cyclique non drainée.} \\ \sigma'_{v0} : \text{Contrainte verticale effective.} \end{cases}$

La résistance au cisaillement non drainée  $\tau_L$  est déterminée par la condition de liquéfaction  $\frac{u}{\sigma_v} = 1$  ou bien par des essais au triaxial sur des échantillons intacts sous un nombre de cycles  $N$ , par la relation :

$$\tau_L = \frac{2 + 2 \cdot K_0}{3} \left( \frac{\sigma_d}{2\sigma'_0} \right) \sigma'_v$$

Avec :

$\begin{cases} \sigma'_v : \text{ontrainte verticale effective;} \\ \sigma'_0 : \text{Pression de confinement effective} \end{cases}$  et  $\begin{cases} \sigma_d : \text{Déviateur cyclique} \\ K_0 : \text{Coefficient de poussée des terres au repos} \end{cases}$

Pour contourner les difficultés liées au prélèvement des échantillons et à l'essai au laboratoire, les essais sur place sont plus recommandés et plus pratiques pour les investigations courantes de liquéfaction. Parmi ces essais in-situ nous avons :

- ⇒ L'Essai du pénétromètre standard SPT (Standard Penetration Test)
- ⇒ L'Essai de pénétration de cône CPT (Cone Penetration Test)
- ⇒ La mesure de vitesse d'ondes de cisaillement
- ⇒ L'Essai de pénétrations Becker BPT (Becker Penetration Test).

### Approche en contrainte effective.

Cette approche bien qu'elle soit utile dans la pratique, peut se révéler parfois insuffisante, particulièrement lorsqu'il faut prendre en considération les conditions de drainage pour évaluer les pressions interstitielles avant et après sollicitation. Il faut alors basculer sur une approche en contraintes effectives prenant en compte le critère biphasique du matériau et l'interaction entre le squelette solide du sol et l'eau interstitielle (A.Pecker 1984).

La solution à de tels problèmes de couplage entre l'eau et le squelette impose qu'à tout moment les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- ⇒ La loi de conservation de la masse pour chaque phase.
- ⇒ La loi de conservation de la quantité de mouvement pour chaque phase.
- ⇒ La loi de comportement du squelette et du fluide.

Ajouté à ces conditions, une relation qui traduit l'échange des quantités de mouvement entre les deux phases.

La mise au point de ce type de solution, particulièrement pour des problèmes dynamiques, n'est pratiquement pas employée. On substitue en général à cette approche des solutions dites « semi couplées » ou les équations connues de la mécanique des sols ne sont vérifiées qu'à certains instants (fin de chaque cycle de chargement).

Les lois de comportement simplifiées pour l'obtention de ces solutions, relient les contraintes, déformations et la pression interstitielle au nombre de cycles.

S'il l'on simplifie d'avantage, on aboutit à des solutions dites « découplées » où le champ de contraintes est calculé sans tenir compte des variations de pressions interstitielles.

- **Solution découplée :** elle nous donne la possibilité d'évaluer en un point quelconque de la couche de sol, l'histogramme de la contrainte de cisaillement cyclique qui s'exerce sur un plan horizontal, en admettant que la raideur du sol n'est pas affectée par l'augmentation de la pression interstitielle, les modifications de raideur dues aux déformations sont les seules prises en compte. (A.Pecker.1984)

Le champ des pressions interstitielles est calculé indépendamment et il est régi par l'équation différentielle qui suit :

$$\Delta U = \frac{m_v \cdot \gamma_w}{K} \left[ \frac{\partial U}{\partial t} - \frac{\partial U_g}{\partial t} \right]$$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \Delta: \text{le laplacien} \\ \gamma_w: \text{poids volumique de l'eau et} \\ K: \text{perméabilité du sol} \end{array} \right.$  et  $\left\{ \begin{array}{l} m_v: \text{inverse du module de} \\ \text{compressibilité volumique} \\ \frac{\partial U_g}{\partial t}: \text{taux d'accroissement de la pression} \\ \text{interstitielle en absence de drainage} \end{array} \right.$

⇒ Plusieurs formulations ont été proposées pour l'expression du taux d'accroissement de la pression interstitielle commençant par Smits et al en 1979 :

$$\frac{\partial U_g}{\partial t} = \sigma'_m \beta \frac{\partial N}{\partial t}$$

Où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_m: \text{contrainte de consolidation} \\ N: \text{nombre de cycles} \\ \beta: \text{paramètre expérimental dépendant du niveau de la contrainte de cisaillement cyclique,} \\ \text{la densité du sol, son expression est de la forme :} \\ \beta = \alpha \left[ \frac{\tau}{\sigma'_m} \right]^n \end{array} \right.$$

⇒ Seed et al en 1976 ont proposés la relation suivante :

$$\frac{\partial U_g}{\partial t} = \frac{\partial'_m}{\alpha \pi N_i} \times \frac{\partial N}{\partial t} \times \frac{1}{\cos\left(\frac{\pi U_g}{2\sigma'_m}\right) \left[ \sin\left(\frac{\pi U_g}{2\sigma'_m}\right) \right]^{2\alpha-1}}$$

$\alpha$  est une constante expérimentale

L'avantage de cette formule est que la variation de la pression interstitielle est mieux représentée au début et à la fin de l'essai.

- **Solutions semi-couplées** : une approche plus fondamentale au problème de l'évaluation des pressions interstitielles peut être obtenue à l'aide des modèles de comportement de Martin et al, 1975 et Finn et al, 1976 qui ont résolu ce problème pour le cas unidimensionnel (onde de cisaillement à propagation verticale dans un sol stratifié horizontalement). Leur relation contrainte-déformation satisfait aux lois de Masing données par A. Pecker, 1984, adaptées pour tenir compte du durcissement du matériau dû aux variations de volume.

- ***Réduction du risque de liquéfaction des sols.***

Après l'étude du potentiel de liquéfaction d'un site et qu'il en résulte des coefficients de sécurité à la liquéfaction très faibles ou à des pressions interstitielles très élevées, il est primordial de traiter le sol en augmentant la résistance au cisaillement cyclique du sol pour préserver les constructions qui reposent sur le site ou avoisinantes.

Pour ce faire il y a lieu de jouer sur les caractéristiques du sol qui sont bien évidemment, sa densité, ses contraintes effectives (dissipation des eaux interstitielles) et les conditions de drainage.

Les méthodes les plus employées sont les suivantes :

**Densification du sol** : lorsqu'on installe un remblai, il est simple de déterminer des degrés de compactages optimaux pour obtenir une résistance au cisaillement cyclique élevée mais dans le cas d'un sol déjà en place, il faut envisager un compactage à partir de la surface. Le compactage en surface peut se faire par plusieurs méthodes :

- *Compactage par explosifs* : en utilisant des explosifs insérés à l'endroit où l'on désire densifier le sol. Cette méthode est limitée aux endroits où le voisinage est inexistant.
- *Compactage dynamique* : il se fait par pilonnage (chutes de masse importante à une distance déterminée du sol, voir figure I.18). Cette méthode est aussi limitée pour les vibrations qu'elle provoque sur les constructions avoisinantes.
- *Compactage par vibro-flottation* : elle consiste à introduire dans le sol un dispositif et vibrer la partie de sol désirée afin de réarranger les grains et par conséquent, densifier le milieu. Figure I.19.
- *Pré-chargement* : il a pour objet de charger le sol à la surface pour le consolider, elle est applicable pour les sols à fort pourcentage de fines.



Figure I. 188. *Technique de compactage dynamique.*

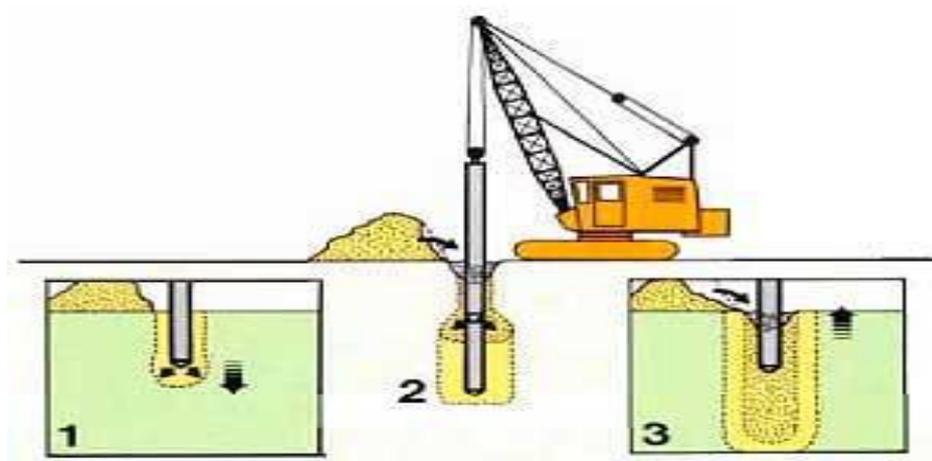


Figure I. 19. *Densification du sol par vibroflotation.*

**Dissipation de la pression interstitielle** : dans un sol à perméabilité élevée, l'augmentation de la pression interstitielle peut être compensée par une dissipation rapide de l'eau interstitielle qui s'effectue par le biais de drains en gravier ou en plastique.

L'installation de drains nécessite un effort additionnel par rapport aux procédés de compactage, d'où son utilisation limitée aux cas dans lesquels le compactage ne peut pas être effectué, autrement les méthodes de densification assurent aussi le drainage. La figure I.20 schématise une technique de drainage

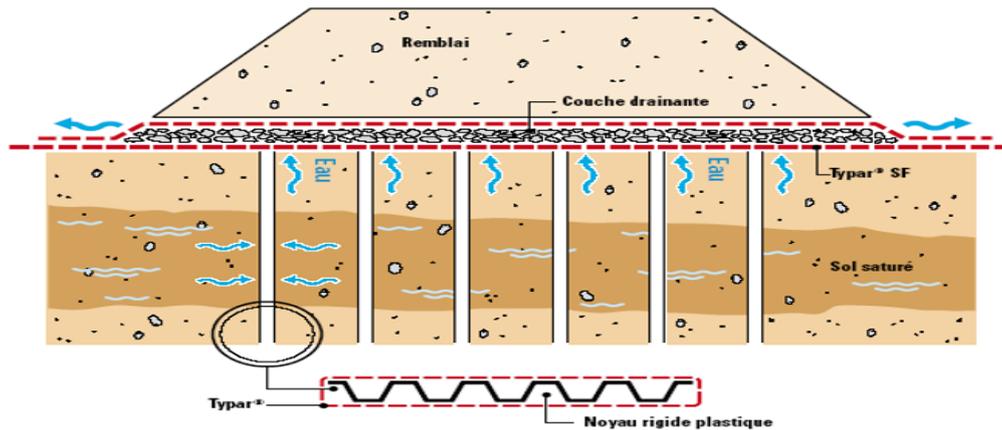


Figure I. 20: Technique de drainage

**Cimentation et solidification** : deux méthodes sont à retenir pour ce cas :

- *Mixage en profondeur (deep mix method)* : elle consiste à mixer un matériau (ciment) dans du sable pour solidifier l'ensemble, elle est applicable même sous les constructions existantes.
- *Pré-mixage (premix method)* : utilisée pour construire de nouvelles régions rénovées en ajoutant des matériaux stabilisants.

**La substitution** : excavation de la partie de sol liquéfiable et la remplacer par un matériau non liquéfiable en s'assurant de garder la stabilité d'ensemble.

**Amélioration de la résistance des structures** : les méthodes citées précédemment sont classées dans le cadre de l'amélioration de la nature du sol pour permettre une meilleure résistance à la liquéfaction. Il existe aussi des méthodes pour améliorer la résistance des structures vis-à-vis du phénomène et cela par une conception appropriée de la structure (fondation sur pieux larges).

- *Exemple de dégâts induit par la liquéfaction.*

La liquéfaction des sols a été observée suite à plusieurs séismes enregistrés dans le monde, elle provoque des dégâts importants aux sols, aux structures, aux routes et aux ponts. Ces dégâts sont représentés par :

**Des épandages latéraux**, ce sont des dégradations le long d'un sol latéralement. Certains cas sont illustrés sur les images suivantes



**Figure I. 21.** *Épandage latéral le long de la route Sandholdt. Séisme de Loma Prieta, 1989 en Californie.*



**Figure I. 22.** *Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place séisme de Chi-Chi, Taïwan 1999 (d'après Dr Hsein, 2002).*



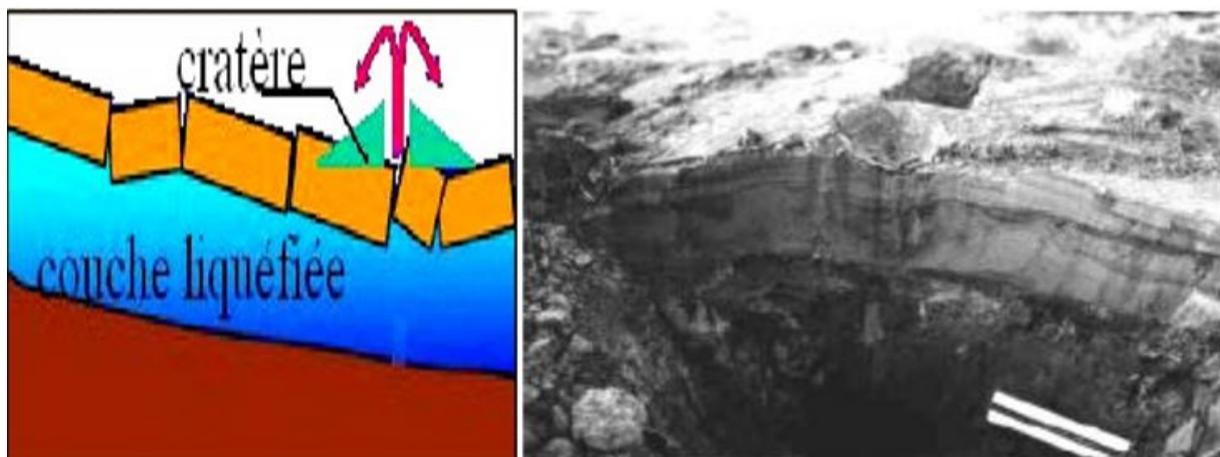
**Figure I. 23.** *Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003). A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ; A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser. Séisme de Boumerdes, 2003.*



*Figure I. 24. Phénomène de liquéfaction dans un champ de maïs en Emilie-Romagne. Séisme d'Emilie Romagne (d'après Université de Modène et Reggio Emilia)*

Lorsque le sol est liquéfié, il tend à remonter à la surface en formant des volcans ou des **cratères sous forme d'ébullitions de sables**. La figure I.25 nous illustre à gauche un schéma de la formation d'un cratère et à droite un cas réel de volcan de sable recensé sur le site de wildlife en Californie lors du séisme de superstition hills en 1987.

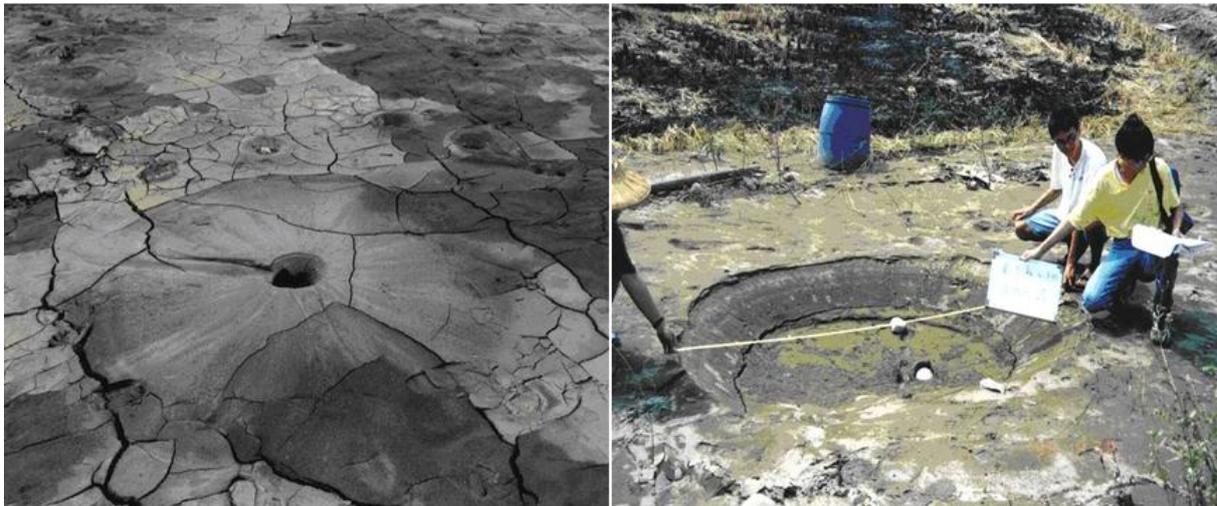
Les figures qui s'en suivent montrent des cas d'ébullitions de sables enregistrés dans plusieurs pays après le passage d'un séisme.



*Figure I. 25. À gauche, Formation des cratères ou « volcans de sable ». À droite, Volcan de sable sur le site de Wildlife Séisme de superstition hills, Californie 1987.*



*Figure I. 26. Ebullition de sables, wildlife. Séisme de de supérstition hills californie 1987*



*Figure I. 27. Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) après le séisme de Chi-Chi, 1999 au Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).*



*Figure I. 28. Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). Séisme de Boumerdes 2003, (D'après le EERI, 2003)*



**Figure I. 29.** Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)



**Figure I. 30.** Une camionnette et un véhicule enlisé dans des trous causés par la liquéfaction des sols après le séisme de Christchurch, Nouvelle Zélande en 2011.

La liquéfaction des sols induit aussi des **dommages aux routes** par des épandages latéraux, des fissures le long des chaussées, affaissement des chaussées... visibles sur les figures ci après.



**Figure I.31.** Rupture du sol de fondation, remblais routiers par le séisme d'Alaska 1964.



*Figure I. 32. Endommagement des routes (épandage latéral dû à la liquéfaction du sol suite au séisme de Kobé, 1995 au Japon).*



*Figure I. 33. Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral sous l'effet de la liquéfaction du séisme de Tohoku 2011.*

Les ouvrages d'arts tels que les ponts peuvent aussi être endommagés par le phénomène en question, allant jusqu'à la rupture des tabliers des ponts. Voir figures I.34 et I.35

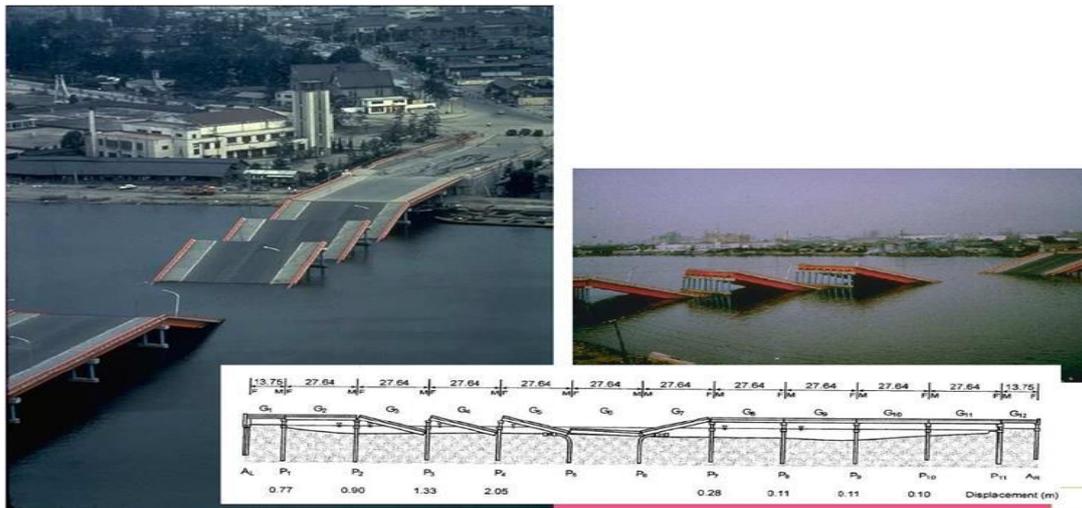


Figure I. 34. Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol. Séisme de Niigata, 1964 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

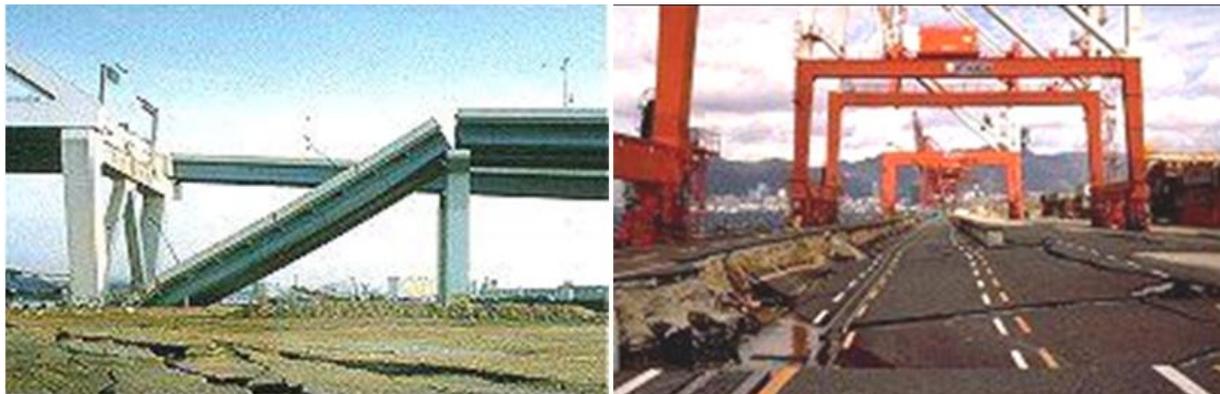


Figure I. 35. Endommagement des ponts suite au séisme de Kobé 1995 au Japon.

Le phénomène provoque aussi des **dommages au niveau des structures et des bâtiments** illustrés sur les figures suivantes.



**Figure I. 36.** Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction. Séisme de Niigata, 1964. (D'après Peter M. Byrne et al, 2008).



**Figure I. 37.** Destruction d'un centre de recherche à Moss Landing. Séisme de Loma Prieta, 1989 (D'après le EERC Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001).



*Figure I. 38. La liquéfaction des sols a causée dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua, des fissures et des dommages considérables sur les constructions. Séisme de Chi-Chi, 1999.(d'après Dr Hsein, 2002).*



*Figure I. 39. À gauche, Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction. À droite, Renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction Séisme de Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).*



Figure I. 40. Le réez de chaussée de cette structure s'est enfoncé à cause de la liquéfaction induite par le séisme de Boumerdes en 2003.



Figure I. 41. Poinçonnement de la fondation sous l'effet de la liquéfaction causant des dommages aux bâtiments qu'elle supporte, séisme Tohoku 2011.

Le renversement des murs de quais a aussi été observé parmi les dégâts induit par le phénomène de liquéfaction des sols. Voir figure I.42.

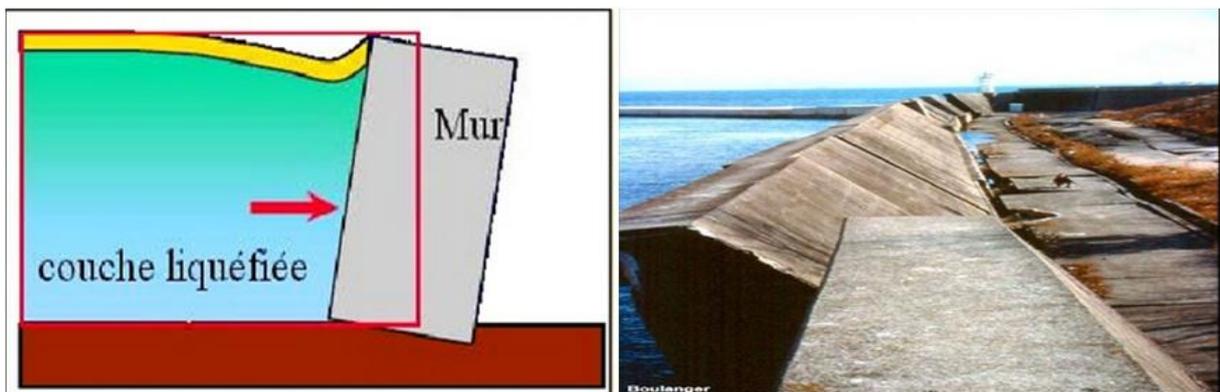


Figure I. 42. À gauche, Schématisation du renversement d'un mur induit par la liquéfaction du sol derrière le mur. À droite, renversement d'un mur de quai lors du séisme de Kobé en 1995 au Japon.

Les figures I.43 et I.44 représentent *les fissures aux sols* induites par la liquéfaction des sols.



*Figure I. 43. Fissures considérables dans le sol à Nantou après de séisme de Chi-Chi, Taiwan 1999 (d'après Dr Hsein, 2002).*



*Figure I. 44. Rupture superficielle et liquéfaction après le tremblement de terre de Christchurch, Nouvelle Zélande (2011).*

### *Conclusion.*

Cet effet induit par les séismes dans certains sols, sableux saturés en eau, appelé « liquéfaction du sol » est caractérisé par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement du sol atteint, qui résulte d'une génération de surpression interstitielle élevée, cette eau interstitielle n'a pas le temps de s'évacuer sous des sollicitations sismiques entraînant une chute des contraintes effectives, diminution de la force de contact entre les particules et le sol aura donc perdu de sa rigidité et se comportera comme un liquide. Pour mieux cerner le phénomène, des essais au laboratoire ont été effectués, cependant la reconstitution du sol intact et la représentation d'une action sismique n'est pas un travail facile.

Il faut aussi savoir que ce ne sont pas tous les sols qui sont susceptibles de se liquéfier, mais, il existe des facteurs qui influencent cette susceptibilité. Il est donc important d'évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol au moyen des approches et des méthodes existantes.

Le phénomène de liquéfaction des sols peut provoquer : des écoulements et déplacements importants du sol, la destruction des ouvrages, perte de portance des structures de génie civil accompagné d'enfoncement et de basculement...etc. Pour y remédier, il existe des méthodes de réduction du risque de liquéfaction en agissant soit sur le sol quand il nous est permis ou bien sur les structures.

Certains séismes peuvent surgir en mer où les sols se trouvant sur les côtes, sont des sables saturés qui peuvent se liquéfier. Nous allons nous intéresser dans le chapitre qui suit à un des ouvrages portuaires qui reposent sur des sols à fort potentiel de liquéfaction et qui sont les quais, aux différents types de quais qui existent ainsi qu'au comportement des pieux sous action sismique.

## *Introduction*

Pendant leurs escales, les navires doivent pouvoir stationner en toute sécurité dans le port à l'abri de l'agitation de la houle. Des ouvrages destinés à cet effet sont réalisés dans les ports.

Les ouvrages d'accostage permettent l'accostage et l'amarrage des navires. Leur principale fonction est souvent le chargement et le déchargement des passagers et des marchandises, autrement dit, les opérations de transbordement. La manutention est faite au moyen de leurs engins de bord ou par des grues flottantes.

Il existe divers types d'ouvrages d'accostages. Cette diversité est due aux caractéristiques mécaniques, géotechniques du sol porteur. Dans certains sols de faible capacité portante, nous optons pour des ouvrages d'accostage reposant sur des pieux.

Les pieux sont des fondations profondes, généralement utilisées pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshores les ouvrages d'accostage...lorsque les couches de sols proches de la surface ne permettent pas la réalisation de fondations superficielles.

L'analyse de la réponse statique et dynamique des pieux est très importante afin d'assurer la sécurité et la stabilité des structures qui les surmontent, surtout en situation accidentelle tel que les tremblements de terre.

Nous allons traiter dans ce chapitre, en premier lieu, les différents types de quais réalisables selon les conditions géotechniques du sol d'assise, ensuite nous allons nous intéresser de plus près aux quais fondés sur pieux. Pour finir, une synthèse sur le comportement dynamique des pieux est proposée, en illustrant les méthodes d'analyses dynamiques des fondations profondes.

## 1- Aperçu sur les quais :

Les quais sont des ouvrages maritimes établis le long des bassins pour permettre l'accostage et l'amarrage des navires, afin d'assurer les opérations de transbordement des passagers et des marchandises dans un port, c'est donc le lien direct entre le navire et les infrastructures terrestre du port.

Les quais se distinguent par leurs divers types suivant les conditions de mise en œuvre et la possibilité d'exécution. En effet certains sont fondés en surface c'est-à-dire sur des sols d'assise de profondeurs minimales, lorsque le sol d'assise présente une bonne portance, tandis que d'autres sont fondés en profondeur, autrement dit à des profondeurs importantes lorsque le sol est de faible portance.

Les quais fondés en surface sont des ouvrages massifs qui reprennent les efforts auxquels ils sont exposés, ils reposent sur des compositions géologiques de bonne caractéristiques mécaniques (sol rocheux, galets, sable compact..). Ces ouvrages peuvent être réalisés en maçonnerie de pierre ou en béton coulé sur place sous forme d'un mur massif (figure II.1), ou bien en blocs de béton préfabriqués et empilés les uns sur les autres (figure II.2). L'empilage s'effectue également par assise imbriquées ou par piles juxtaposées pour une meilleure répartition des efforts locaux.

Il est à noter que le quai empilé par piles juxtaposées est de loin la disposition la plus favorable pour les ouvrages de grande hauteur d'autant plus que le tassement peut être stabilisé rapidement par pré-chargement des piles au moyens de blocs que l'on pose sur chaque pile pour une durée limitée, mais il existe une autre technique très compétitive pour la réalisation des quais de grandes hauteurs (20m et plus), ce sont les quais en caissons totalement ou partiellement préfabriqués en béton armé/précontraint ou en métal (figure II.3). Ils sont préconisés dans la construction des quais continus et longs, tels que ceux du port de DJEN-DJEN à Jijel en Algérie.

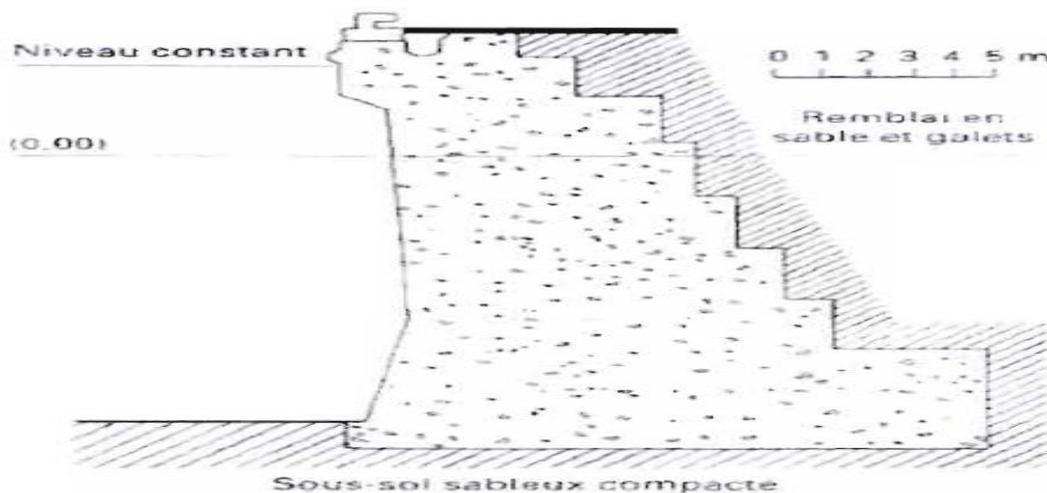


Figure II. 1. Quai en maçonnerie de pierre ou en béton coulé

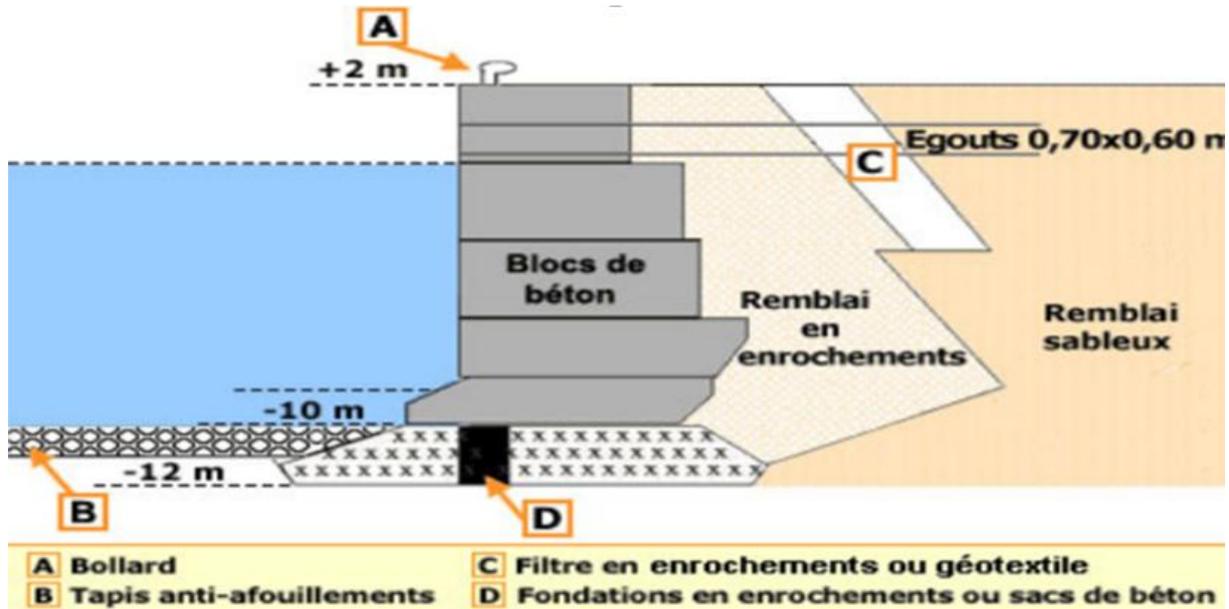


Figure II. 2. Quai en blocs de béton

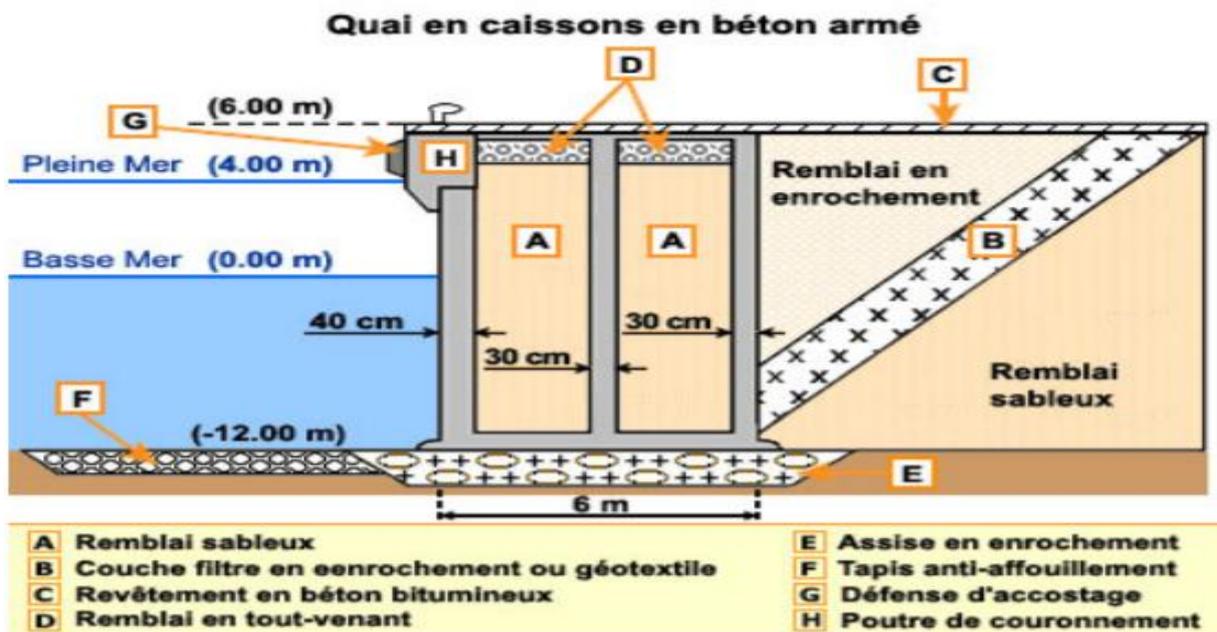


Figure II. 3. Quai en caissons

Les quais fondés en profondeur sont des ouvrages qui reposent sur des sols de faibles caractéristiques géotechniques et de faible portance ne pouvant pas supporter un ouvrage massif, pour ces sols, différents systèmes sont mis en œuvre pour pouvoir installer l'ouvrage.

Certains sols peuvent être de faibles portance mais présentent des caractéristiques de butée pouvant équilibrer la poussée du remblai (sol sableux, marne, argiles compact...), dans ce cas là, il est recommandé de réaliser un quai en rideau de palplanches constitués de parois moulées en bois ou de rideau de palplanches ancrés

sur un rideau arrière (figure II.4). Il est aussi envisageable dans le cadre des sols à faible portance de réaliser des *quais sur pieux*, ces ouvrages reposent sur des pieux ou des piles en béton ou en acier ancrés dans un substratum d'une profondeur pas très importante (figure II.5).

Une autre disposition constructive qui regroupe les composantes à la fois d'un quai sur pieux et d'un quai en parois moulées peut être réalisé, ce sont les *quais mixtes* appelés aussi quais danois (figure II.6) où les efforts d'accostage sont absorbés par la poussée du remblai contre le rideau et éventuellement par la réaction horizontale des pieux inclinés. Tandis que les efforts verticaux sont repris par les réactions des pieux verticaux et par des tubes métalliques insérés dans le rideau de palplanches.

Le domaine de réalisation de ce type de quais est décrit par un sol de fondation de qualité moyenne et par l'existence d'une couche de sol de bonne résistance à une profondeur raisonnable.

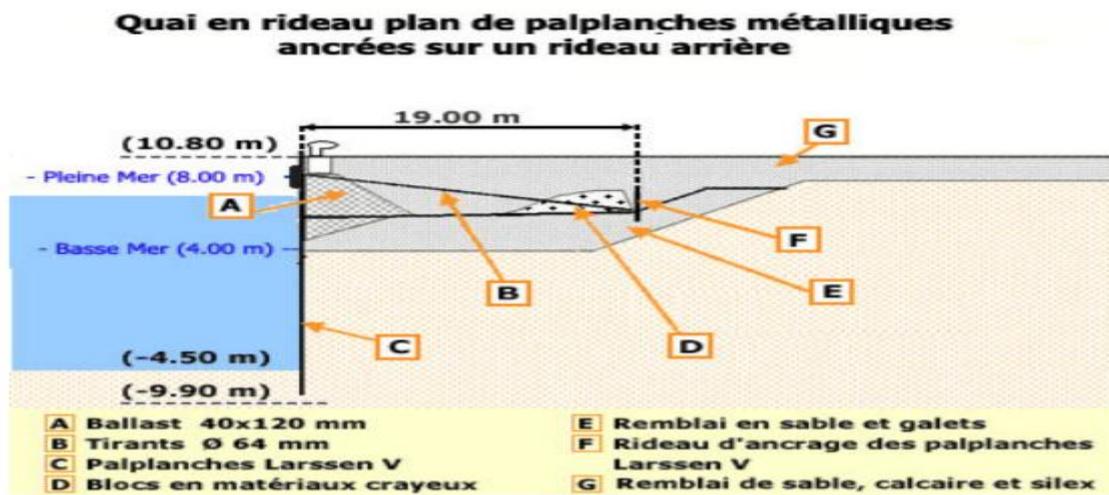


Figure II. 4. Quai en rideau de palplanches.

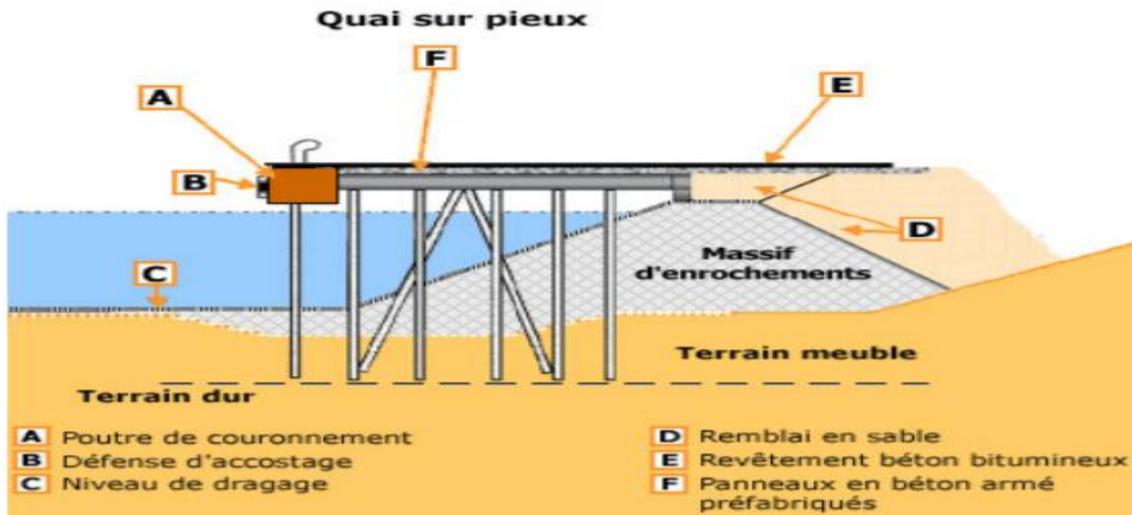


Figure II. 5 . Quai fondé sur pieux.

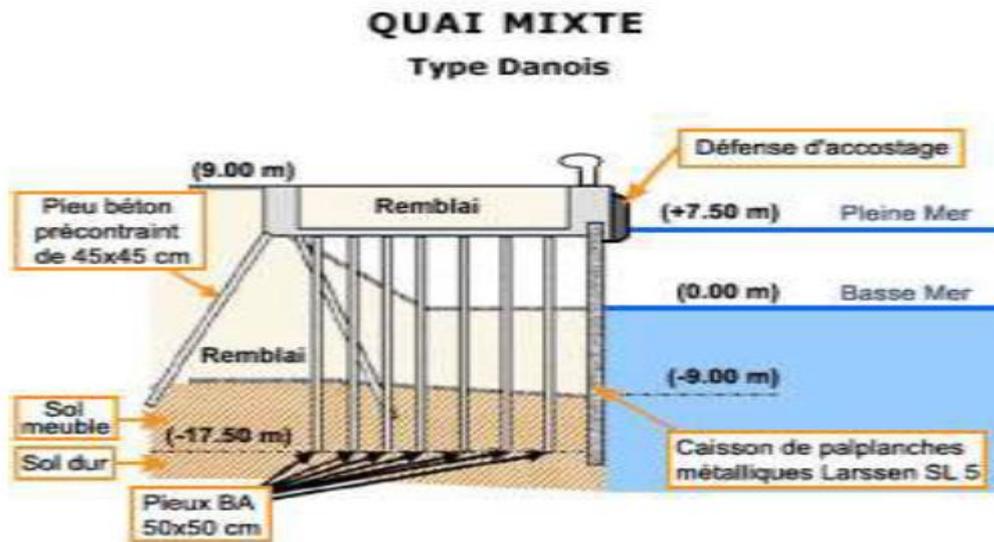


Figure II. 6 . Quai mixte (danois).

- **Les efforts agissant sur les quais.**

Les quais sont soumis à de nombreux efforts qu'ils doivent absorber grâce à leurs éléments constitutifs, certains de ces efforts sont horizontaux et d'autres verticaux.

En effet, lorsque les navires s'approchent d'un quai avec des vitesses bien déterminées pour accoster, ils provoquent des chocs sur ce dernier et donnent naissance à des forces horizontales appelées « efforts d'accostage ». La vitesse du navire est donc un paramètre des plus importants à la matérialisation de cette force qui dérive de l'équilibre des forces motrices (action du vent, traction des remorqueurs, impulsion de quelques tours d'hélice...) et de la résistance à l'avancement opposée par l'eau.

Une fois le navire accosté, il doit pouvoir se tenir contre le quai à l'aide des amarres (longs cordages de diamètres variables selon la taille du navire) capelée d'une part au quai sur des bollards et d'autre part sur le navire. Cette action est appelée l'amarrage au cours de laquelle se développe des forces horizontales dites « *efforts d'amarrage* » et dépendent de :

- ✓ L'action de vent sur la voilure du navire
- ✓ L'action des courants sur carène (partie immergées de la coque du navire)
- ✓ L'action de l'agitation du plan d'eau.

Les quais peuvent avoir à supporter des engins de levage ou des constructions de type bâtiments, il est donc important de prendre en compte les *efforts du vent sur ces structures*. Ainsi les efforts dus au vent se réduisent à une réaction horizontale et une réaction verticale dus à l'effet portique en cas d'appuis encastrés. L'ordre de grandeur des efforts horizontaux dus au vent sur les engins de levage et de superstructures sur portiques converti en mètre d'eau de quai peut atteindre (3 à 5).  $10^4$  N.

Il est important de tenir compte des forces latérales de *poussées et de butée du sol* retenu par l'ouvrage d'accostage qui sont calculées à travers les formules classiques de mécanique des sols (théories de : Terzagui, Rankine, coulomb, Caquot et Kérisel). Cependant la présence d'une nappe phréatique à un niveau plus élevé que le niveau de l'eau de mer entraîne des efforts agissant sur l'ouvrage d'accostage dans le même sens que la poussée des terres. C'est ce que l'on appelle *surpression hydraulique*.

La sismicité de la zone où l'ouvrage est implanté est un facteur capital à considérer. Si l'ouvrage se situe en zone sismique, il doit être conçu de manière à résister aux *efforts sismiques*. La vérification de la stabilité des ouvrages vis-à-vis d'un chargement latérale de nature sismique consiste à vérifier leur stabilité sous l'effet d'une accélération horizontale et verticale d'intensités qui varient en fonction de la zone de sismicité.

Quant aux *forces de la houle*, celles-ci sont négligeables car les quais sont des ouvrages intérieurs qui ne sont pas exposés à la houle.

Le *poids propre* de l'ouvrage est un effort vertical qui doit être considéré réduit de la poussée d'Archimède défini dans les conditions les plus défavorables. Il est à noter que c'est en mer que l'on a les conditions de stabilités les plus sévères à l'ouvrage. En effet la réduction du poids diminue le moment stabilisateur et augmente le risque de glissement. Nonobstant, les *surcharges d'exploitation* de l'ouvrage doivent être admises dans le calcul

Les valeurs couramment admises pour les surcharges uniformément réparties sur les surfaces de l'ouvrage sont de 4 à 6 t/m<sup>2</sup> pour un trafic de marchandises diverses et de 6 à 20 t/m<sup>2</sup> pour des trafics pondéraux selon les conditions d'exploitation

## 2- Les quais sur pieux :

Les quais sur pieux doivent satisfaire certaines fonctions qui sont les suivantes :

- ✓ Permettre l'accostage et l'amarrage des navires en prenant compte des conditions de marnage
- ✓ Reprendre les charges d'exploitation et d'outillage de manutention et assurer la liaison entre le navire, la terre et éventuellement avec les ouvrages voisins.
- ✓ Assurer le soutien des terres. Il s'agit de retenir les terres situées sous et à l'arrière de l'ouvrage.

En fonction de la configuration des éléments sous la plate forme, les quais sur pieux peuvent être schématiquement repartis en trois catégories : les quais fermés de type danois, les quais semi-ouverts et les quais ouverts de type Hollandais. Représentés sur les figures II.7 , II.8 et II.9, respectivement.

*Les quais fermés* possèdent un rideau de palplanches ou de parois moulées à l'avant de l'ouvrage qui s'étend du pied du talus au bord inférieur de la plate forme, créant ainsi une sorte de caisson fermé d'où son nom de *quai fermé*, tandis que pour les *quais semi ouverts*, la structure du soutènement a l'avant de l'ouvrage ne s'étend pas jusqu'au niveau inférieur de la plate forme mais s'arrête à un niveau plus bas que les eaux les plus basses. Lorsque le niveau du talus descend jusqu'au niveau du bassin, on parle donc d'un *quai ouvert* appelé aussi *quai Hollandais*.

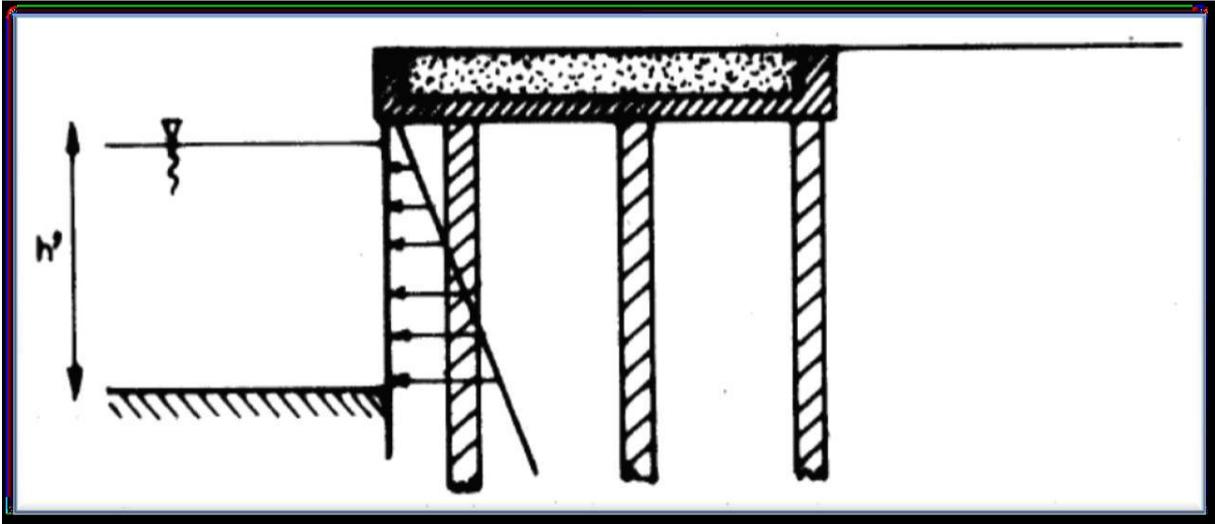


Figure II. 7 . Quai fondé sur pieu fermé

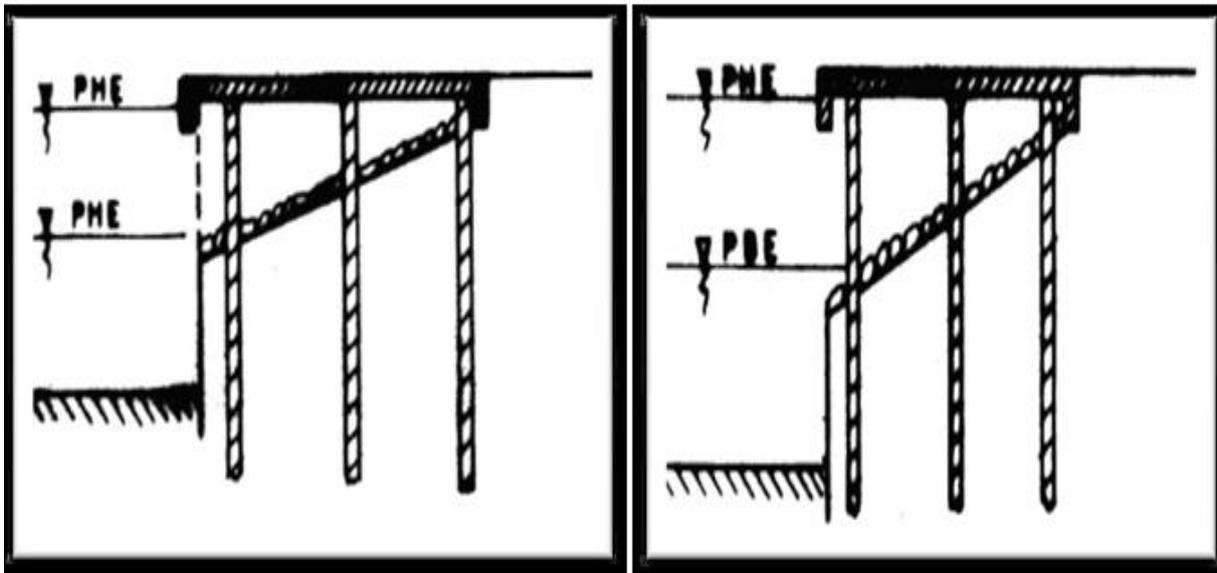


Figure II. 8 . Quai fondé sur pieux semi ouvert

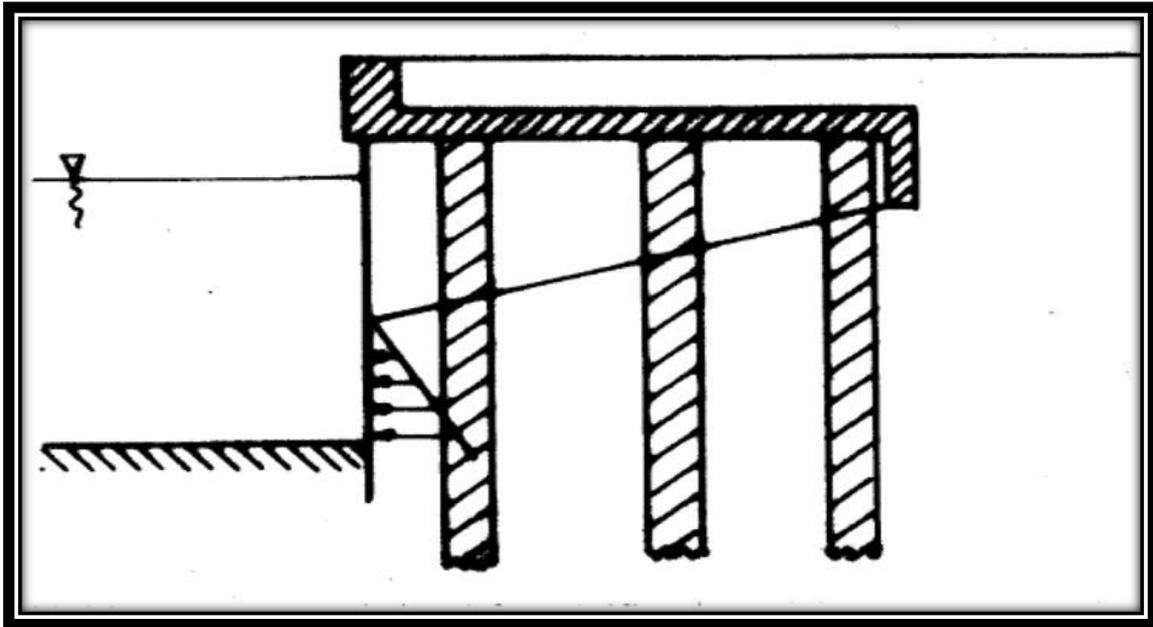


Figure II. 9 . Quai fondé sur pieux ouvert

La catégorie de quai la plus répandue et la plus commune est les quais sur pieux de type ouvert. Sur la figure II.10, les principaux éléments qui constituent cette catégorie de quai sont schématisés.

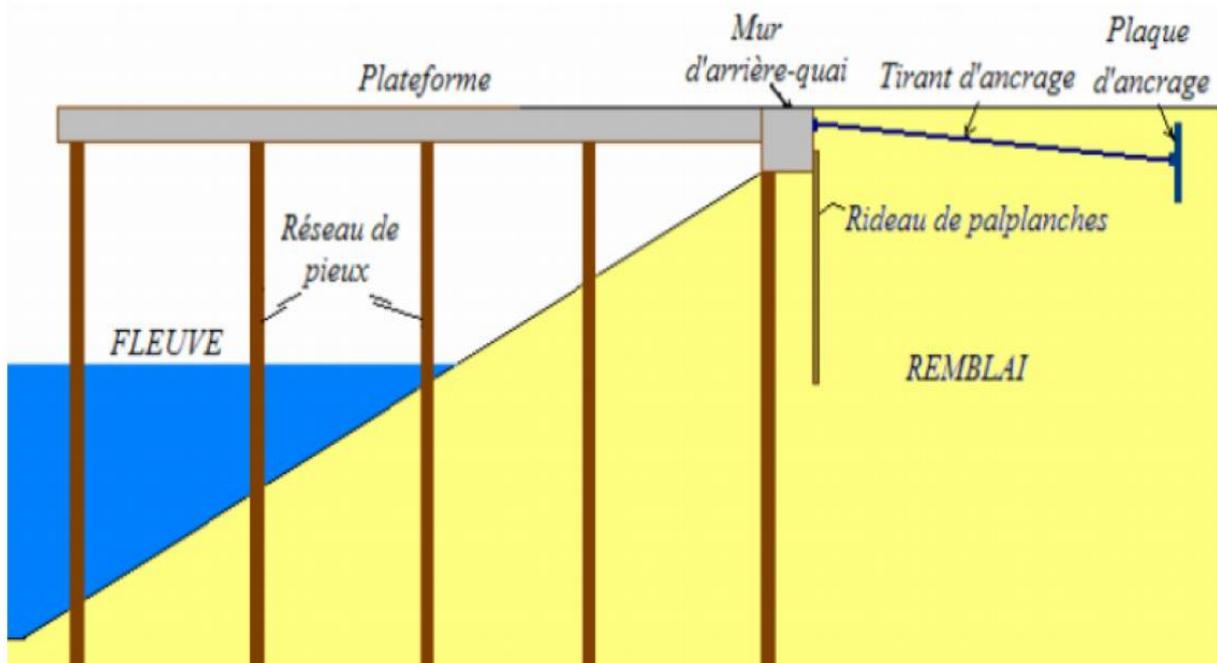


Figure II. 10 . Eléments principaux d'un quai sur pieux de type hollandais

Ce quai repose sur des pieux qui peuvent être métalliques vides ou remplis de granulats, métalliques remplis de béton, en béton préfabriqués, battus ou bien forés. Le choix des matériaux constitutifs des pieux est conditionné par :

- ✓ Les charges verticales qu'ils auront à supporter ainsi que les efforts de flexion.
- ✓ L'élanement des pieux et la difficulté de mise en place.
- ✓ Le coût de réalisation des pieux.
- ✓ L'agressivité chimique ou bactériologique des eaux et la corrosion.
- ✓ Les possibilités et la facilité des réparations en cas de dommages liés aux eaux maritimes.

Ces pieux sont couronnés par *une plate forme* qui se divise en plate forme haute qui reprend les charges et surcharges et repose directement sur la dalle, et une plate forme basse ou *platelage* (mur arrière quai, voir la figure II.10) proprement dit, surmontée d'une couche de remblai pour assurer la répartition des charges concentrées et augmenter les charges verticales pour que les pieux puissent reprendre des efforts horizontaux plus importants.

L'un des facteurs les plus déterminants à la conception et le dimensionnement du quai sur pieux est le talus et c'est souvent l'élément qui pose le plus de problèmes. Si la pente d'équilibre est inférieure à celle qui était prévue, le dimensionnement de l'ouvrage peut être remis en cause. Par ailleurs, les risques de déséquilibre au moment de la mise en œuvre ne sont pas à bannir (positionnement des empierrements, travail sur zone non stabilisée).

L'ensemble des éléments cités, sont confortés par des ouvrages de soutènement qui sont généralement *des rideaux de palplanches* et *des tirants d'ancrages*. Les tirants d'ancrages sont indispensables lorsque certains efforts horizontaux ne peuvent être repris en totalité par des pieux.

Les tirants peuvent être passifs ou actifs. Pour les tirants passifs la traction est reprise par le tirant qui transmet l'effort à une plaque ou un rideau d'ancrage. Tandis que pour les actifs, la mise en tension se fait après la pose ; ces tirants offrent l'avantage d'appuyer fermement le quai sur le terre-plein, ce qui permet de rigidifier l'ensemble et de limiter les mouvements ultérieurs. Le contrôle du niveau de précontrainte et la difficulté de mise en œuvre technologique sur chantier en multi phases rend cette technique peu utilisée.

Dans les quais sur pieux, les efforts qui agissent sur cet ouvrage qu'ils soient de nature statiques ou dynamiques sont repris en grande partie par les pieux.

Les efforts axiaux ne représentent pas un problème et sont transmis de manière uniforme au pieux, qui à leurs tour les transmettent au sol qui les absorbe.

La réponse des pieux vis-à-vis d'un chargement latéral est plus complexe et dépend de la rigidité du pieu et du sol autour du pieu. En fonction de ces valeurs de rigidité, on dit que le pieu est souple, semi-rigide ou rigide. Des solutions ont été proposées pour le dimensionnement des pieux en fonction de sa rigidité (souple ou rigide). On définit dans un sol donné, une longueur de transfert  $l_0$ , tel que :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{E_s}}$$

Avec :

$E_p$  : Module d'élasticité du pieu  $KN/m^2$

$I_p$  : Module d'inertie de la section transversale du pieu  $m^4$

$E_s$  : Module d'élasticité du sol  $KN/m^2$

- ✓ Si la fiche du pieu est supérieure à  $3l_0$ , on dit que le *pieu est souple*.
- ✓ Si elle est inférieure à  $l_0$ , on dit que le *pieu est rigide*.
- ✓ Si elle est comprise entre  $l_0$  et  $3l_0$  il est dit *pieu semi rigide*.



Figure II. 11 . Classification des pieux selon la fiche  $l_0$

La classification d'un pieu soumis à un chargement latéral ne dépend donc pas uniquement des caractéristiques mécaniques du pieu, mais aussi des caractéristiques mécaniques du sol. Ces données permettent de classer le pieu comme rigide (pieux courts), semi-rigide ou souples (pieux longs). Il est connu que le pieu souple fléchit tandis que le pieu rigide tourne sous l'effet d'une charge latérale.

### 3- Comportement dynamique des pieux.

Les efforts sismiques sont particulièrement dangereux lorsque les ouvrages sont construits sur des sols mous, qui présentent des fréquences fondamentales basses et qui amplifient d'une manière sensible le mouvement sismique du sol mettant en danger la stabilité et le fonctionnement de ces ouvrages.

Un grand nombre d'études expérimentales, analytiques et numériques ont été réalisées pour comprendre le comportement sismique des pieux. Ces études montrent que le comportement des pieux sous action sismique constitue un problème fort complexe, car il fait intervenir les interactions pieux-sol, pieux-pieux, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la superstructure. Elles font aussi appel aux fréquences du chargement, de la structure et du massif du sol.

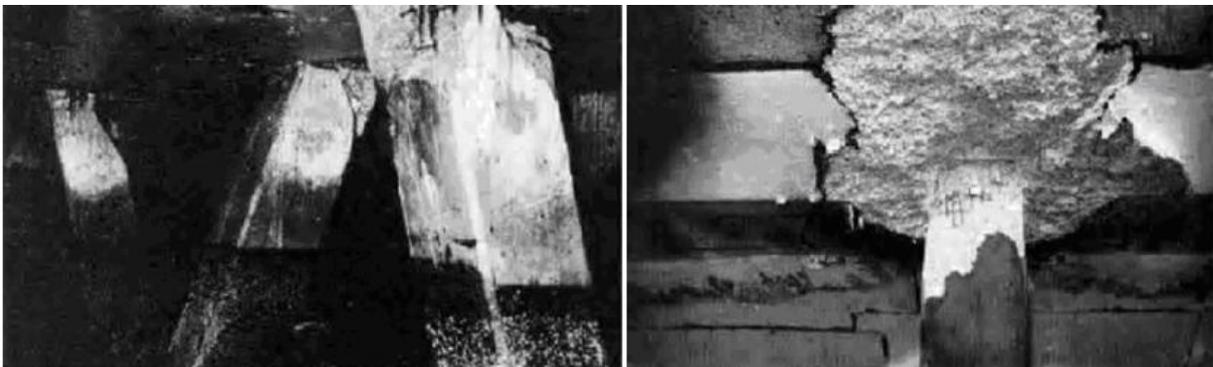
Les observations post-sismiques jouent un rôle considérable dans l'étude du comportement des pieux et des structures. Elles donnent d'excellentes indications sur les performances des ouvrages durant un tremblement de terre. C'est d'ailleurs une source précieuse pour l'évaluation du comportement des ouvrages afin d'évoluer le règlement parasismique.

Ces observations montrent que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou de plusieurs problèmes liés à trois principaux composants : la superstructure, les fondations ou à une perte de résistance du sol.

Par ailleurs, les observations sur les séismes dévastateurs ont révélés que différents degrés de dommages ont été enregistrés sur des pieux supportant ou non une superstructure.

- *Les observations post sismique.*

Durant le *séisme de loma prieta en 1989*, le SEAOC (structural engineers association of California) a rapporté des dommages importants des pieux dus à une traction excessive au niveau de la liaison des pieux inclinés avec le chevêtre qui supportaient le quai « Public Container Wharf On 7th Street Terminal Complex », les mêmes dommages ont été enregistrés sur des pieux verticaux sur un autre quai « Matson Terminal Wharf On 7th Street) dû à la liquéfaction du sol. (Voir figure II.13)



*Figure II. 12 . Dommages des pieux au niveau de la connexion avec leur chevêtre, séisme de loma prieta 1989 (SEAOC, 1991)*

Les experts ont aussi constatés un effondrement d'une partie d'un pont sur une autoroute de la région de Watson ville, causé par la pénétration des pieux dans le tablier due à un grand écartement du sol autour des pieux, et qui a engendré une défaillance en flexion et en cisaillement en tête des pieux qui supportaient le tablier. La figure II.14 nous permet de voir clairement les problèmes liés au pieu, à gauche, on observe l'écartement du sol autour du pieu et à droite on visualise les défaillances du pieu en tête.



*Figure II. 13 . Dommages subis par les fondations du pont effondré près de la ville de Watson, séisme de loma prieta 1989.*

Durant le **séisme de Hyogoken Nanbu, kobé 1995** : Des dommages destructifs ont été observés sur les ponts dus à l'expansion latérale du sol par liquéfaction entraînant des mouvements des piles induisant un dépassement de la résistance au cisaillement.

D'autres dommages ont été observés sur des pieux qui ne supportaient pas de superstructure. Ils sont dus soit à la liquéfaction ou bien à la présence de deux couches de rigidités différentes.

Durant le **séisme de Kocalei 1999**, des dommages importants ont été relevés dans plusieurs ponts fondés sur pieux (chute des tabliers), provoquées par une amplification importante du déplacement latéral au niveau du tablier et l'insuffisance de zones d'appuis.

La figure II.15 nous montre l'état initial et l'état final après séisme du pont de l'autoroute TEM

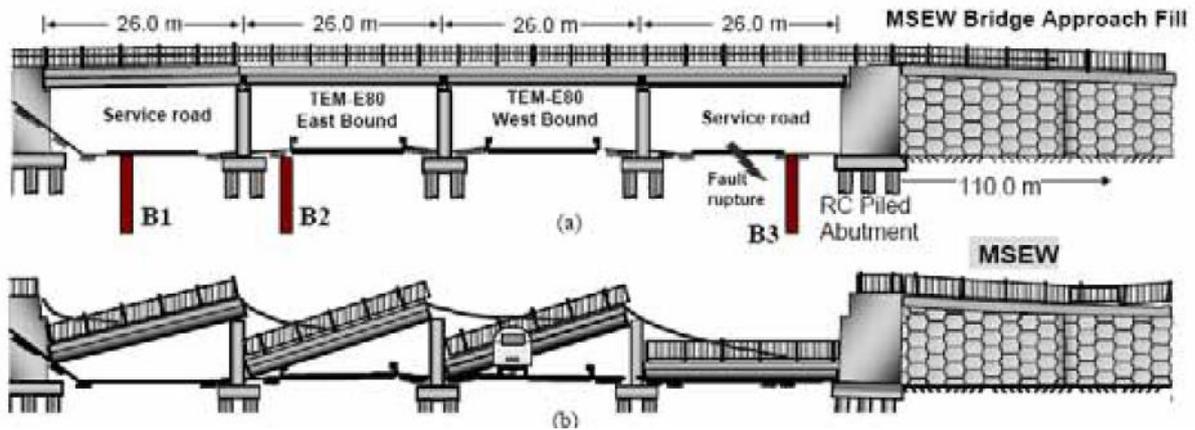


Figure II. 14 . Effondrement du pont de l'autoroute (TEM), séisme de Kocaeli, 1999.

En se basant sur les observations post-sismiques, on peut citer les principales causes de rupture du système sol-pieux-superstructure:

- ✓ Une mauvaise connexion avec le chevêtre qui provoque une rupture de la liaison pieux-chevêtre.
- ✓ Rupture en tête ou près de la pointe des pieux par cisaillement ou/et flexion excessifs.
- ✓ Concentration des efforts à l'interface entre deux couches de sol de rigidités différentes ou entre deux couches dont l'une s'est liquéfiée.
- ✓ Rupture du chevêtre par dépassement de la contrainte limite au cisaillement et/ou à la flexion.
- ✓ Déplacement excessif latéral et/ou vertical causant la perte de la résistance de groupe par rotation ou par glissement.

La figure qui suit représente les modes de rupture du système sol-pieux-superstructure observés lors des séismes et rapporté par Wilson en 1998 :

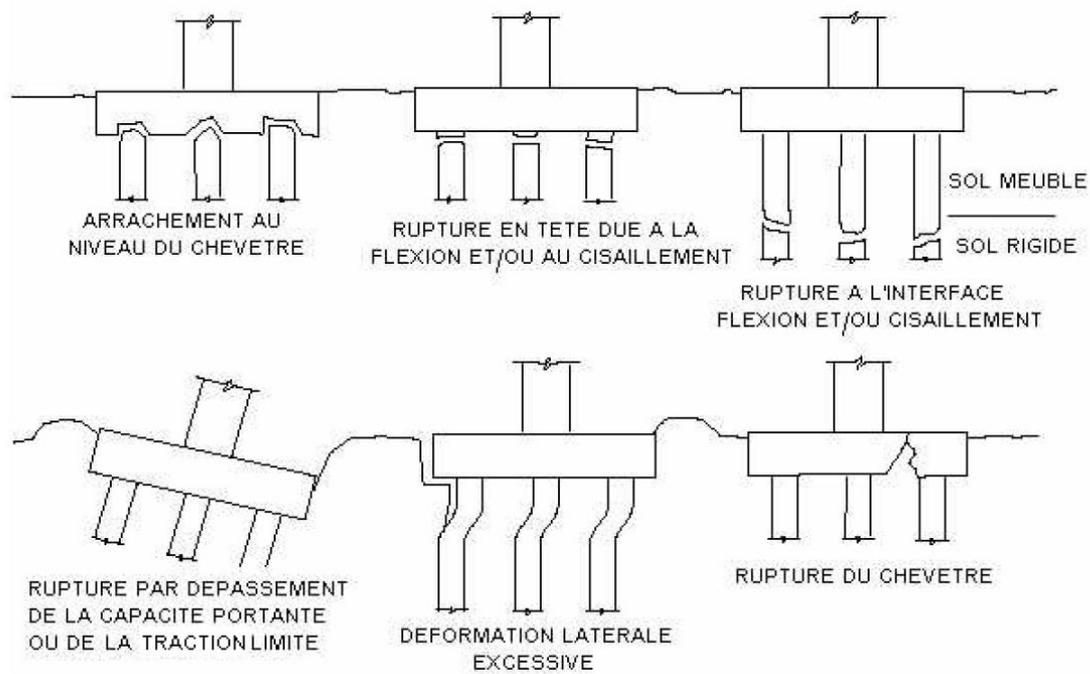


Figure II. 15. Mode de rupture du système sol-pieux-superstructure observé lors des tremblements de terre (Wilson 1998).

En général, dans l'analyse dynamique pieu-sol, on distingue deux phénomènes qui apparaissent simultanément :

- ✓ Les pieux, forcés de suivre le mouvement du sol tendent à résister par leurs caractéristiques (rigidité et capacité). En conséquence des réflexions et dispersion d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir des déplacements différents de celui du sol en champ libre, cet effet est appelé « **Interaction cinématique** ».
- ✓ Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure. Des forces d'inertie générées dans la superstructure produisent des efforts dynamiques qui sont transmis aux pieux et au sol en contact, cette interaction est appelée « **interaction inertielle** ».

La figure ci après résume la naissance de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle selon Gazetas et Mylonakis, 1998 :

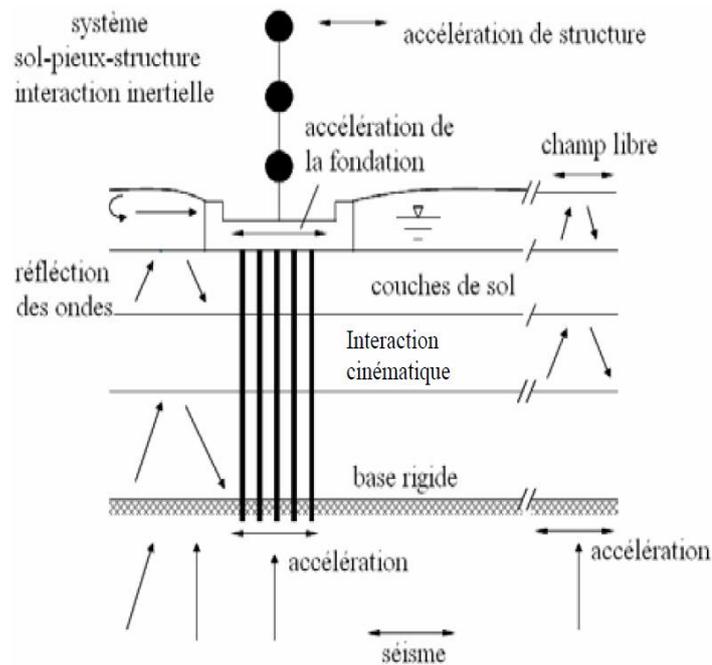


Figure II. 16 . Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (Gazetas et Mylonakis, 1998)

#### 4- Méthodes d'analyse du comportement des pieux sous séisme.

La modélisation du comportement sismique des pieux est un problème complexe qui nécessite des procédures expérimentales coûteuses et qui demandent beaucoup de précautions et de précisions pour le traitement des mesures, comme par exemple, les essais sur modèle réduit en centrifugeuse. Pour éviter ces procédures complexes, un nombre important de travaux théoriques ont été entrepris, particulièrement la modélisation numérique. Néanmoins, la modélisation dynamique en centrifugeuse reste un outil très performant à l'étude des problèmes sismiques. Les données mesurées à travers ces essais fournissent des indications pour l'analyse de la réponse du système sol-pieux et pour la validation des codes numériques.

Avant d'exposer les méthodes théoriques, nous présentons un recueil des principaux travaux réalisés sur le plan expérimental :

##### - Essais sur table vibrante.

Les premières études sur tables vibrantes se sont intéressées à l'étude d'un pieu de 71.7cm de long dans un bi-couche pour évaluer l'interaction inertielle sur le comportement des pieux. Mizuno et al, 1984 ont mis en évidence que la présence

d'une structure induit des forces inertielles importantes qui varient avec la fréquence du chargement, et que les fortes sollicitations apparaissent à l'interface entre les deux couches.

Ensuite, des essais sur table vibrante visant l'étude du comportement des pieux renforcés par des micropieux inclinés et verticaux dans un sol liquéfiable et sous chargement sismique, prenant compte la non linéarité du sol, ont été réalisés par Young et al en 2000 et Kishishiti en 2002, afin d'analyser l'efficacité du renforcement.

#### - **Essais en centrifugeuse.**

Les essais sismiques sur modèles réduits sont complexes et des recherches plus approfondies sont nécessaires pour que les données obtenues des essais en centrifugeuse puissent être appliquées directement en pratique. Toutefois, elles restent une bonne source d'information et sont favorisées aux essais sur table vibrante pour l'approche des conditions réelles du terrain qu'ils nous procurent.

Une modélisation en centrifugeuse du comportement dynamique d'un modèle réduit composé d'un groupe de 4 pieux liés par un chevêtre et implantés dans un sol saturé, liquéfiable soumis à de fortes excitations dynamiques a été réalisé en 1992 par Miyamoto et al, afin d'évaluer la pression de l'eau dans la zone proche des pieux à différentes amplitudes et fréquences de chargement.

Beaucoup d'autres expériences se sont suivies, en 2001, Juran et al ont étudiés l'influence de l'inclinaison des micropieux sur la réponse sismique d'un groupe de micropieux, et les résultats ont été confrontés à ceux d'une modélisation par différences finies faite à l'aide des programmes LPILE et GROUPE.

Juran et Hanna en 2002, ont réalisés une série de tests sur un groupe de micropieux inclinés et verticaux dans des sols liquéfiés. Ils ont constaté que lors du chargement sismique les micropieux limitent le mouvement et réduisent l'augmentation de la pression inertielle et le risque de liquéfaction du sol.

Les essais sur les pieux et micropieux inclinés ne se sont pas arrêtés, dans le cadre du programme QUAKER (2006-2008), Escoffier et al ont effectué des essais en centrifugeuse sur des pieux inclinés pour évaluer leur performance dans les zones sismiques. Les résultats des tests révèlent que l'inclinaison des pieux entraîne une réduction du moment fléchissant et une forte augmentation de l'effort axial dans les pieux.

- ***Approches théoriques.***

Les approches théoriques classées dans le cadre de l'étude du comportement sismique des pieux peuvent être subdivisées en deux grandes catégories : les approches simplifiées et les approches numériques.

Les approches simplifiées ont été mise au point pour l'évaluation du comportement d'un pieu isolé ou en groupe on peut distinguer :

- **L'approche par sous structuration.**

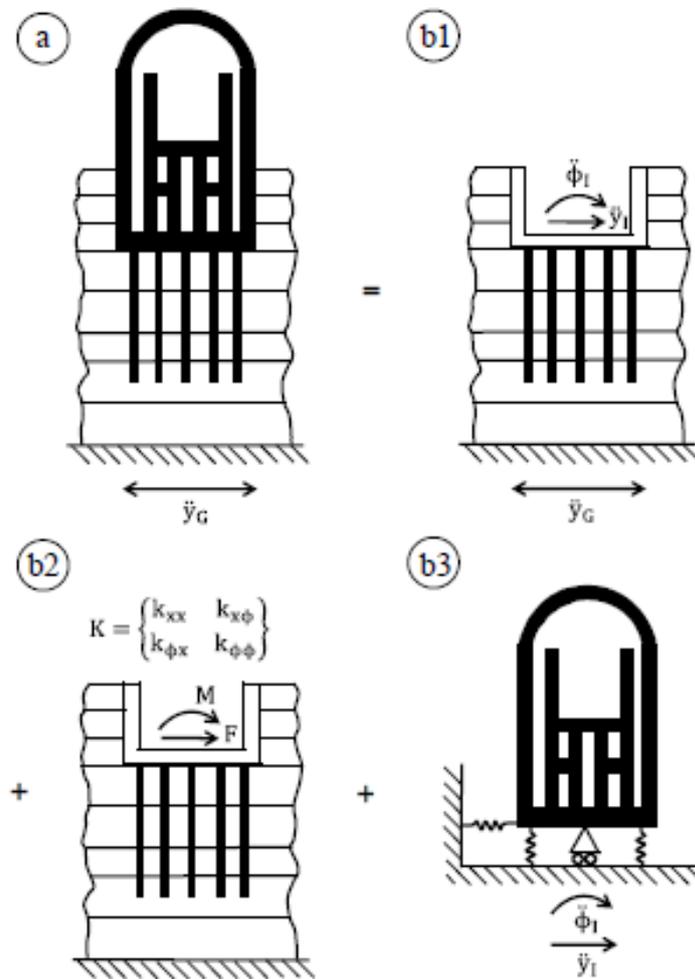
Le principe de la méthode consiste à traiter le problème global en plusieurs étapes (sous problèmes). Un certain nombre de méthodes de sous structuration sont disponibles dans la littérature et elles se différencient par la décomposition du modèle en sous modèles, on peut citer les méthodes dites de frontières, ou l'ISS (interaction sol-structure) est prise en compte à tous les nœuds de structure sous la surface du sol (Laysmer, 1981). On se limite dans notre cas à la présentation de la méthode de sous structuration basée sur le théorème de superposition de Kausel ou la résolution du problème se fait en trois étapes.

**L'étape 1**, consiste à la détermination de *l'interaction cinématique* (interaction entre le sol et les pieux en absence de la structure) avec un mouvement du pieu différent de celui du sol en champ libre. Cette différence est due au mécanisme cinématique lié à la rigidité des pieux et décrite par des fonctions de transfert qui sont définies par le rapport du mouvement de fondation au mouvement en champ libre en absence de la superstructure et dépendent de la fréquence du chargement. Par la suite, en remplaçant le sol par des éléments de ressorts-amortisseurs (basé sur la méthode de Winkler) linéaires ou non linéaires, on calcule l'impédance de la fondation et c'est **l'étape 2**. Dans le cas général ces impédances sont mesurées par des expressions approchées ou à l'aide des abaques construites en utilisant des méthodes analytiques et numériques.

En dernière étape (**étape 3**), on *calcul la structure* sous l'effet du mouvement déterminé dans la première étape en intégrant les impédances définies dans la deuxième étape et éventuellement le calcul des contraintes supplémentaires induites par les efforts inertiels qui sont appliqués par la fondation

La méthode de sous-structuration est très intéressante et très répandue dans le cadre de la résolution des problèmes liés aux fondations profondes (pieux), plusieurs expressions de fonctions d'impédances existent mais elles se limitent aux configurations simples de Gazetas, 1991 .

La figure ci-dessous (figure II.18) résume le théorème de superposition pour une structure fondée sur pieux :



*Figure II. 17 . Théorème de superposition pour une structure fondée sur pieux.  
(a) solution globale, (b1) interaction cinématique, (b2) impédances dynamiques et (b3) calcul de la structure avec prise en compte d'ISS (modifiée à partir de Kausel et al. 1978)*

- **Approche par la méthode de Winkler :**

La méthode de Winkler « Beam on Dynamic Winkler Foundation » est largement utilisée dans le calcul sismique des pieux, elle a été initialement conçue pour des applications statiques ensuite allongée aux problèmes de dynamique par Penzien en 1970.

Cette approche remplace le sol par des ressorts et amortisseurs d'où la notion d'impédance complexe qui prend en compte l'amortissement dû à la radiation d'énergie et au frottement (voir figure II.19). L'impédance dynamique ( $S_x$ ) comporte

une partie réelle ( $K_x$ ) qui est la rigidité et une partie imaginaire ( $C_x$ ) qui est l'amortissement :  $S_x = K_x + i\omega C_x$  avec  $\omega$  : fréquence de la sollicitation.

L'approche a été également élargie par Matlock.1978, Abaghai et Chai.1995, Wang et al en 1998 au domaine non linéaire où l'interaction sol-pieu est représentée par des ressorts non linéaires. C'est la méthode nommée **méthode de courbes P-Y**.

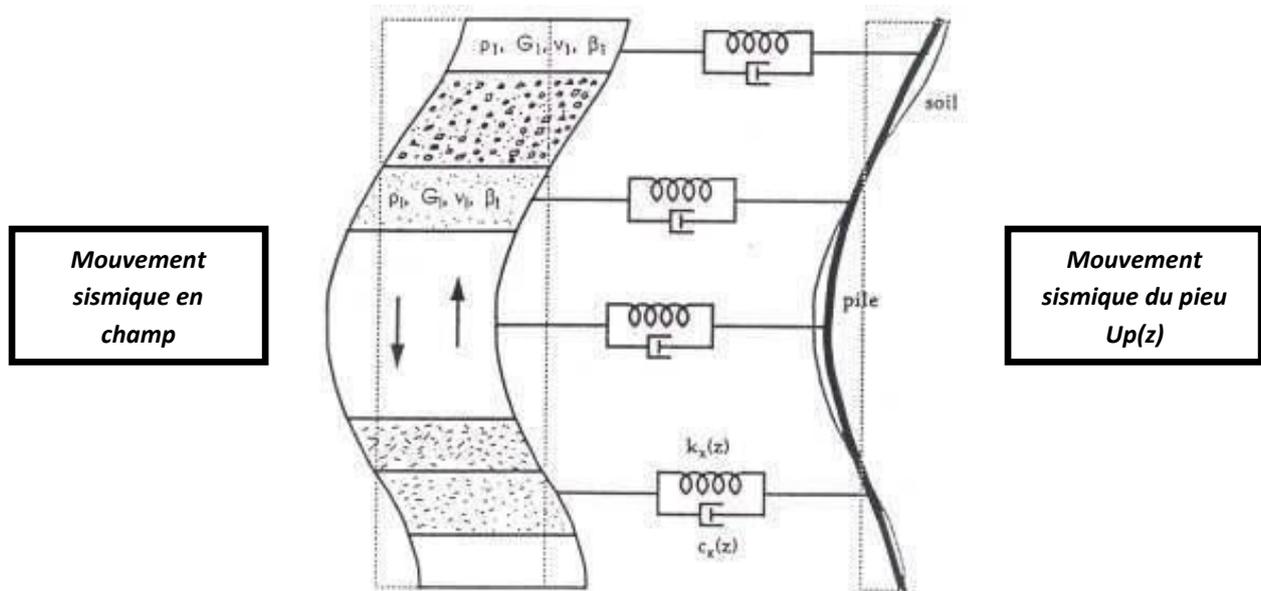


Figure II. 18 . Modèle dynamique de Winkler (d'après Gazetas et al. 1998).

- **Méthode des courbes P-Y :**

La méthode p-y est une généralisation du modèle de Winkler. Elle tient compte de la non-linéarité des sols dans l'étude du comportement sismique des pieux. Elle présente chaque sol par une série de courbes non linéaires qui varient avec la profondeur et la nature du sol. Les limites de la méthode font que les courbes sont indépendantes les une des autres et sont caractéristiques à un seul type de sol.

La prévision et la construction des courbes pour l'étude d'un pieu isolé se fait à partir des essais de laboratoire ou d'essais de charge de pieux sur chantier c'est donc une méthode semi empirique.

Le sol est assimilé à des appuis élastique non linéaires communément appelé ressorts et traduit par des diagrammes (p,y) c'est-à-dire par des relations entre la pression de réaction globale (p) et le déplacement (y), ces diagrammes sont appelés **courbes de réaction P-Y**. (voir figure II.20)

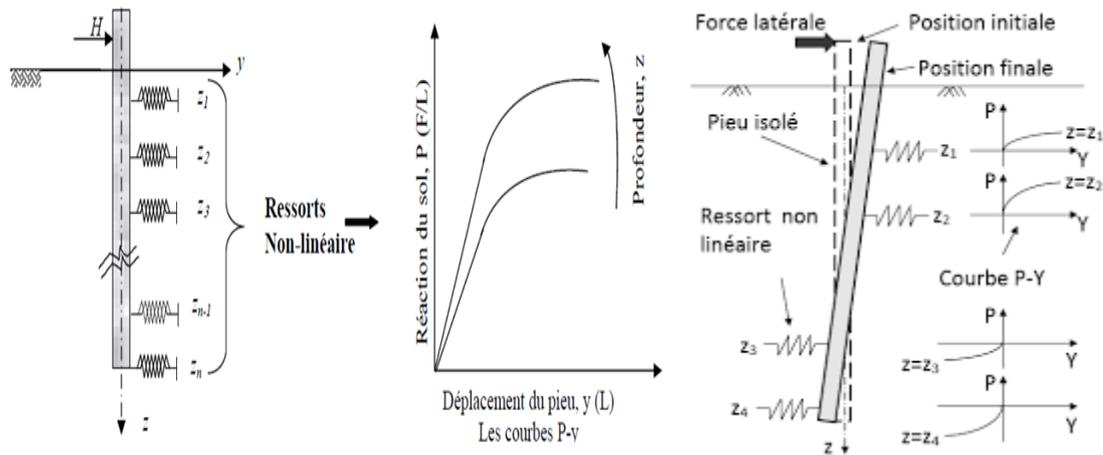


Figure II. 19 . Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale et courbes de réaction (p-y)

Cette méthode a été élaborée et développée par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. La diversité de ces approches conduit à autant de courbes de réaction  $P-y$ .

- **L'approche macroélément :**

La notion de macroélément a vu le jour dans le domaine de la géotechnique en 1991, introduite par Nova et Montrasio, elle permet de garantir les différents phénomènes mis en jeu dans le problème d'ISS (interaction sol structure) en offrant le moyen de détourner la difficulté et le coût des analyses dynamiques non linéaires aux éléments finis (numérique).

Le macroélément est un élément discret de liaison placé à la base de la superstructure (schématisé sur la figure II.21), il nous permet de substituer une partie ou la totalité du sol et de la fondation. Il est régi par une loi de comportement non-linéaire, décrite en termes de forces et de déplacements généralisés. A l'échelle macroscopique, cet élément établit des couplages dynamiques (linéaires et non linéaires) dans plusieurs directions entre les trois éléments de l'ISS (sol, pieu et superstructure).

La prise en compte des non linéarités et du couplage entre les degrés de liberté constitue l'apport principal de cette nouvelle approche pour le calcul des fondations profondes.

L'approche macroélément est à l'origine un outil dédié à l'étude des fondations superficielles (Crémer et al. 2001, Chatzigogos 2007, Grange 2009).

L'expansion de cette approche à des études des fondations profondes est très récente, Correia en 2011 a développé un macroélément pour un pieu isolé dans un sol cohérent, soumis à une sollicitation sismique latérale de type inertielle. Son approche est basée sur un modèle constitutif élastique non linéaire, représentant le comportement élastique à faibles déformations. Plus récemment un nouveau macroélément pour des fondations profondes soumises à des chargements monotones, cycliques et sismiques a été élaboré par Li en 2014, Li et al en 2016. Il permet de reproduire le comportement d'un pieu isolé et d'un groupe de deux pieux dans un sol frottant. Il est basé sur une loi de comportement hypoplastique et s'inspire du macroélément proposé par Salciarini et Tamagnini (2009) pour une fondation superficielle.

Il est à noter, que chaque macroélément est construit et calibré pour un cas d'étude bien précis, c'est une de ses principales limitations. Cependant, une fois calibré et les limites du domaine d'application bien définies, le macroélément peut être utilisé de manière intensive et à coût numérique réduit.

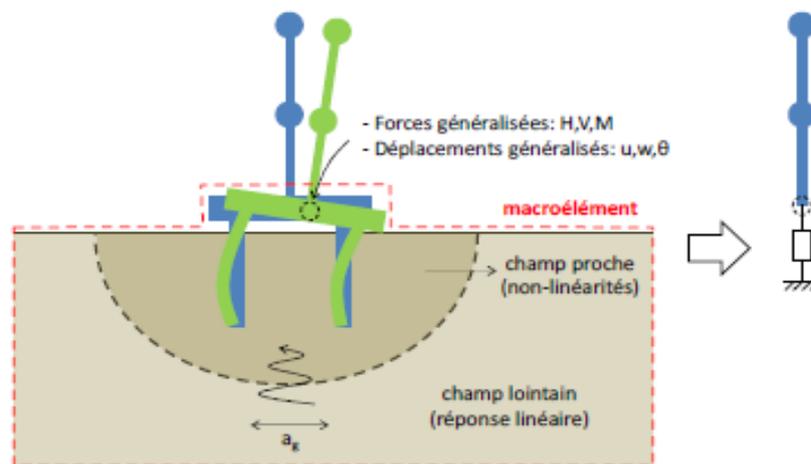


Figure II. 20. Le concept du macroélément

- *Approches numériques.*

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées visant un calcul tridimensionnel pour le système sol-fondation-superstructure entier en prenant compte de l'interaction entre les trois éléments. Ces approches numériques aussi appelées codes numériques sont en développement continu avec le développement des technologies des ordinateurs.

Les codes numériques sont basés sur les méthodes des équations intégrales de frontières, les méthodes aux éléments finies et différences finies.

- **Méthode des éléments aux frontières (boundary element method)**

Elles utilisent des développements semi-analytiques basés sur le principe des équations intégrales et consiste à ramener la résolution de ces équations à l'interface pieu-sol. Cette méthode a été développée à l'origine pour un pieu isolé ou en groupe chargé statiquement, en 1997 Mandolini et Vigiani présentent une méthode numérique pour évaluer le tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison.

Ensuite en 2008 S.Basack a utilisé cette méthode pour analyser l'effet de chargement cyclique des vagues sur les pieux des structures côtières dans la visée d'évaluer les déplacements des sols et du pieu au niveau de leurs points centraux ensuite de calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants induit dans les pieux. (Figure II.22)

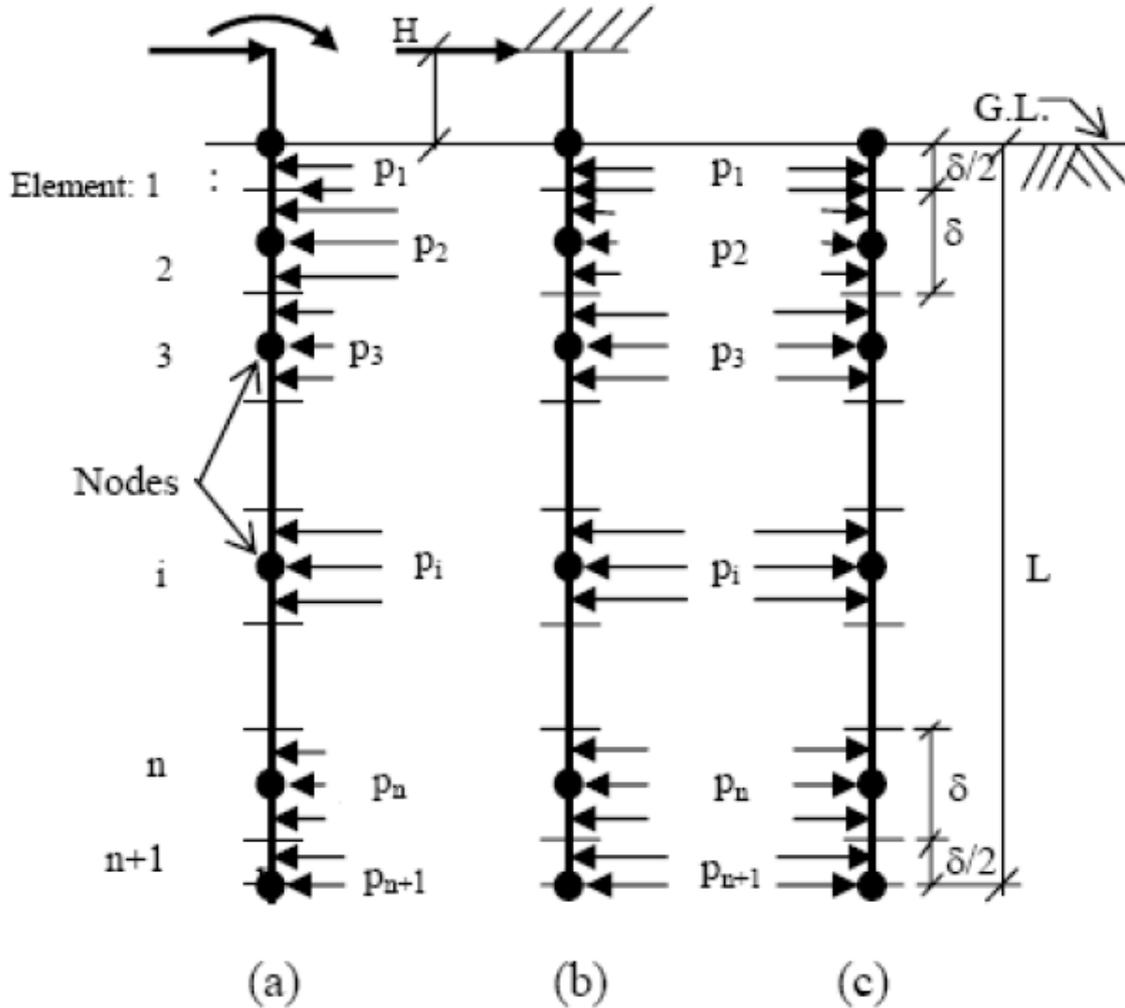


Figure II. 21 . Problème avec une pression uniforme agissant sur : (a) pieu avec une tête libre, (b) pieu avec une tête fixe, (c) le sol est à coté de la surface du pieu

- **Méthode des éléments finis :**

Cette méthode est très utilisée dans l'analyse des problèmes à géométries complexes car elle permet d'examiner le problème d'interaction sol-pieu-structure dans son intégralité et en un seul calcul.

Elle a été utilisée par de nombreux auteurs pour étudier les comportements statiques et dynamiques des pieux et micropieux. A titre d'exemple, Bently en 1999 a utilisé des EF (éléments finis) en 3D pour étudier la réponse cinématique d'un pieu isolé sous chargement sismique. Les deux éléments sol et pieu sont modélisés par des éléments cubiques à 8 nœuds et l'interface entre les deux est modélisée par l'interface de coulomb, ainsi les frontières du modèle sont représentées par éléments de Kelvin et le comportement du sol est régi par une loi élastique ou élastoplastique avec le critère de Drucker-Prager.

### **5- Comportement à la rupture des pieux.**

Le comportement à la rupture du pieu est étroitement lié au comportement à la rupture du sol. Or, il est difficile de déterminer la réaction latérale ultime du sol à cause des effets de dilatance (dans le cas des sables et des sols argileux surconsolidés). Quand le pieu est chargé latéralement, le sol situé devant le pieu a tendance à se dilater et il en résulte que la contrainte normale et la contrainte de cisaillement évoluent indéfiniment. De même, la réaction latérale du sol augmente avec l'augmentation de volume du sol.

Néanmoins, on peut dire qu'en fonction du type de pieu (souple ou rigide), le mécanisme de rupture d'un pieu soumis à un chargement latéral se produit en fonction des liaisons en tête du pieu [Broms, 1964a et b]:

- **Pour les pieux libres en tête.** [Mohan et al., 2001]: (figureII.23)

Le moment maximum dans le pieu atteint le moment de flexion de rupture de la section; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est souple (fiche du pieu relativement grande);

La pression latérale des terres atteint la résistance limite du sol le long de la fiche du pieu, le pieu subit alors une rotation autour d'un point localisé à une certaine profondeur du sol; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est rigide (lorsque la fiche du pieu est courte).

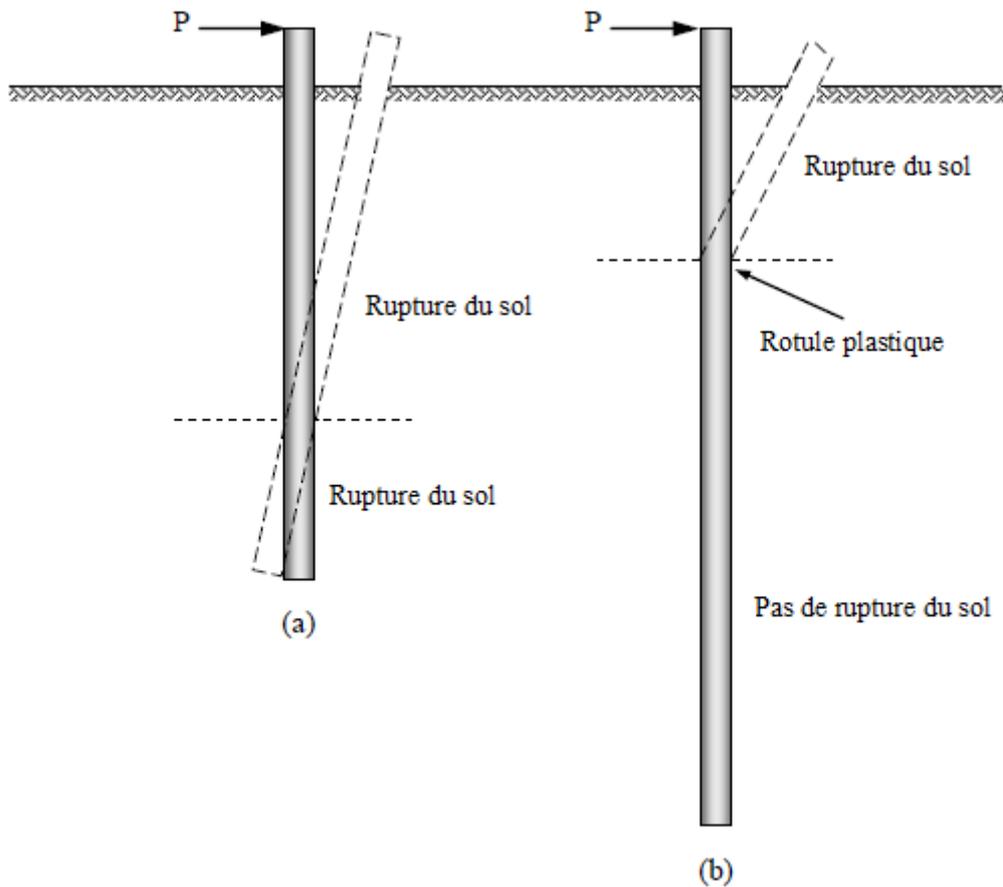


Figure II. 22 . Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu rigide – (b) Pieu souple [Broms, 1965]

- **Pour les pieux encastrés en tête :** (figure II.24)

Le moment maximum en tête, qui est un moment négatif par rapport au moment créé par le chargement, est toujours plus élevé que le moment positif dans le pieu. On a donc la formation d'une première rotule à l'encastrement; c'est le cas notamment des pieux souples;

Quand les fiches sont courtes, la résistance limite du sol est atteinte avant la formation de la première rotule dans le pieu, et la rupture se produit sous forme d'un déplacement d'ensemble du système sol-pieu.

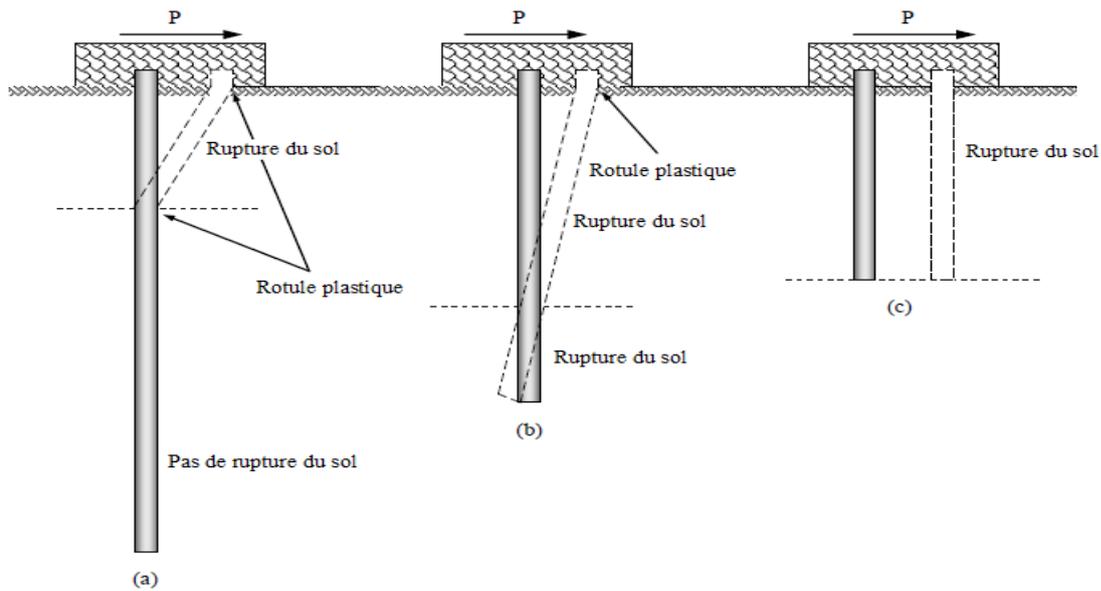


Figure II. 23 . Modes de rupture d'un pieu encastré en tête : (a) Pieu souple, (b) Pieu semi-rigide et (c) Pieu rigide [Broms, 1965]

### Conclusion.

Les quais sont des ouvrages d'accostages élaborés le long des côtes afin de permettre les services de transport des personnes et des marchandises, ils se présentent sous différentes formes suivant les éléments qui les constituent.

Les quais sur pieux reposent sur des fondations profondes de type « pieux », ce sont des éléments dont le comportement sous sollicitations est très difficiles à cerner, particulièrement, sous sollicitations sismiques. Cependant beaucoup d'auteurs ont travaillé sur l'élaboration de méthodes théoriques et expérimentales qui permettent de se rapprocher au maximum du comportement que peuvent avoir ces fondations lors d'un séisme.

L'une des approches développée dans ce cadre est la méthode aux éléments finis qui est très utilisée dans les codes de calcul, notamment, le code numérique PLAXIS qui nous servira dans les chapitres suivants de base de calcul d'un quai fondé sur pieux sous action sismique.

### *Introduction*

Le comportement des pieux dans le sol et leur interaction avec le sol et la superstructure est un problème très complexe. Cependant, l'étude de ces éléments structuraux est plus que nécessaire, celle-ci nous permet d'avoir une idée sur la manière dont les pieux et la structure se comportent sous sollicitations statiques, et plus encore dans les cas accidentels, notamment lorsqu'ils sont construits en zone sismique et soumis à des chargements sismiques.

Les quais sont des ouvrages dont les fondations et les sols sur lesquels ils reposent sont dans un état quasi saturé constant. Si les sols d'assise du quai sont pulvérulents et saturés, ils encourent le risque de se liquéfier sous une action sismique. Nous avons expliqué les conditions d'apparition du phénomène de liquéfaction et les mécanismes qui le régissent. Nous avons aussi énuméré précédemment les différents éléments qui constituent un quai sur pieux ainsi que les méthodes d'analyses des pieux sous sollicitation sismique, précisément les méthodes numériques à travers les logiciels qui sont de loin les plus pratiques pour modéliser l'état du comportement de ces fondations in situ.

Ce chapitre est consacré à la présentation du cas traité dans le cadre de cette étude et qui consiste en une modélisation numérique au moyen du code PLAXIS-3D d'un quai sur pilotis. Nous nous intéressons aux comportements des sols et des différents éléments structuraux suivant les étapes de construction en commençant par la stabilité des sols en place avant construction du quai, ensuite la stabilité d'ensemble près construction en condition de chargement statique.

### 1- Présentation du cas d'étude.

L'objet de cette étude est une modélisation numérique d'un quai sur pilotis d'une zone portuaire située en zone sismique. Il s'agit donc, de traiter la stabilité structurelle de cet ouvrage au moyen du code de calculs par éléments finis PLAXIS 3D moyennant l'option dynamique.

Le problème majeur de ces ouvrages est la susceptibilité des sols supportant les ouvrages à se liquéfier en présence d'une sollicitation sismique. Par conséquent, des calculs sont effectués pour suivre les déformations des sols susceptibles de se liquéfier et les déplacements de la structure du quai induits par les mouvements sismiques.

Les sols en place sont composés d'un multicouche dont les deux couches supérieures sont constituées par du sable limoneux susceptible de se liquéfier sous un chargement cyclique. Ces deux couches surmontent un substratum rocheux. Le quai est réalisé sur une pente d'une hauteur de 11m et d'un angle de 27° et soutenu par deux rangées de pieux de 16m de long et distants de 3m (voir figure III.1). Les pieux s'étendent à travers les trois couches de sols. Chaque rangée de pieux a un espacement de 2 m le long du quai.

Les propriétés des sols en place en conditions drainées sont reportées sur le tableau III.1 suivant :

<i>caractéristiques</i>	<i>Sol 1 (substratum rocheux)</i>	<i>Sol 2 (sable limoneux)</i>	<i>Sol 3 (sable limoneux)</i>
<i>Poids volumique sec « <math>\gamma_{unsat}</math> » (KN/m<sup>3</sup>)</i>	20.09	18.13	17.15
<i>Poids volumique saturé « <math>\gamma_{sat}</math> » (KN/m<sup>3</sup>)</i>	22	20	19
<i>Cohésion « C » (KN/m<sup>2</sup>)</i>	4	1	1
<i>Angle de frottement (<math>\varphi^\circ</math>)</i>	40	35	30
<i>Perméabilité (m/s)</i>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-10</sup>
<i>Module élastique « E » (KN/m<sup>2</sup>)</i>	610.9 × 10 <sup>3</sup>	163.7 × 10 <sup>3</sup>	163.7 × 10 <sup>3</sup>
<i>Coefficient de poisson « <math>\nu</math> » (sans unité)</i>	0.3	0.3	0.3
<i>Hauteur de la couche (m)</i>	11	6.5	4.5

Tableau III. 1 . Caractéristiques des sols en place.

Les propriétés structurales des éléments constituant le quai sont indiquées sur le tableau III.2 suivant :

	Poids volumique « $\gamma$ » (KN/m <sup>3</sup> )	Module élastique « $E$ » (KN/m <sup>2</sup> )	Coefficient de poisson « $\nu$ » (sans unité)	Diamètre « $\Phi$ » (m)
<b>Pieux</b>	25	$2 \times 10^6$	0.2	0.2
<b>Plate forme</b>	25	$2 \times 10^6$	0.2	/

Tableau III. 2 . Caractéristiques des pieux et de la plate-forme.

Les dimensions du profil de sol sont, respectivement aux directions conventionnées, 80m, 60m et 22m, soit X=80m, Y=60m et Z=-22m et les dimensions de la plate-forme supportée par les pieux sont X=9m, Y= 40m et Z= 0.5m. Le niveau de l'eau de mer se trouve à -1.5m au dessous de la plate-forme.

Le quai est schématisé sur la figure III.1 ci-dessous

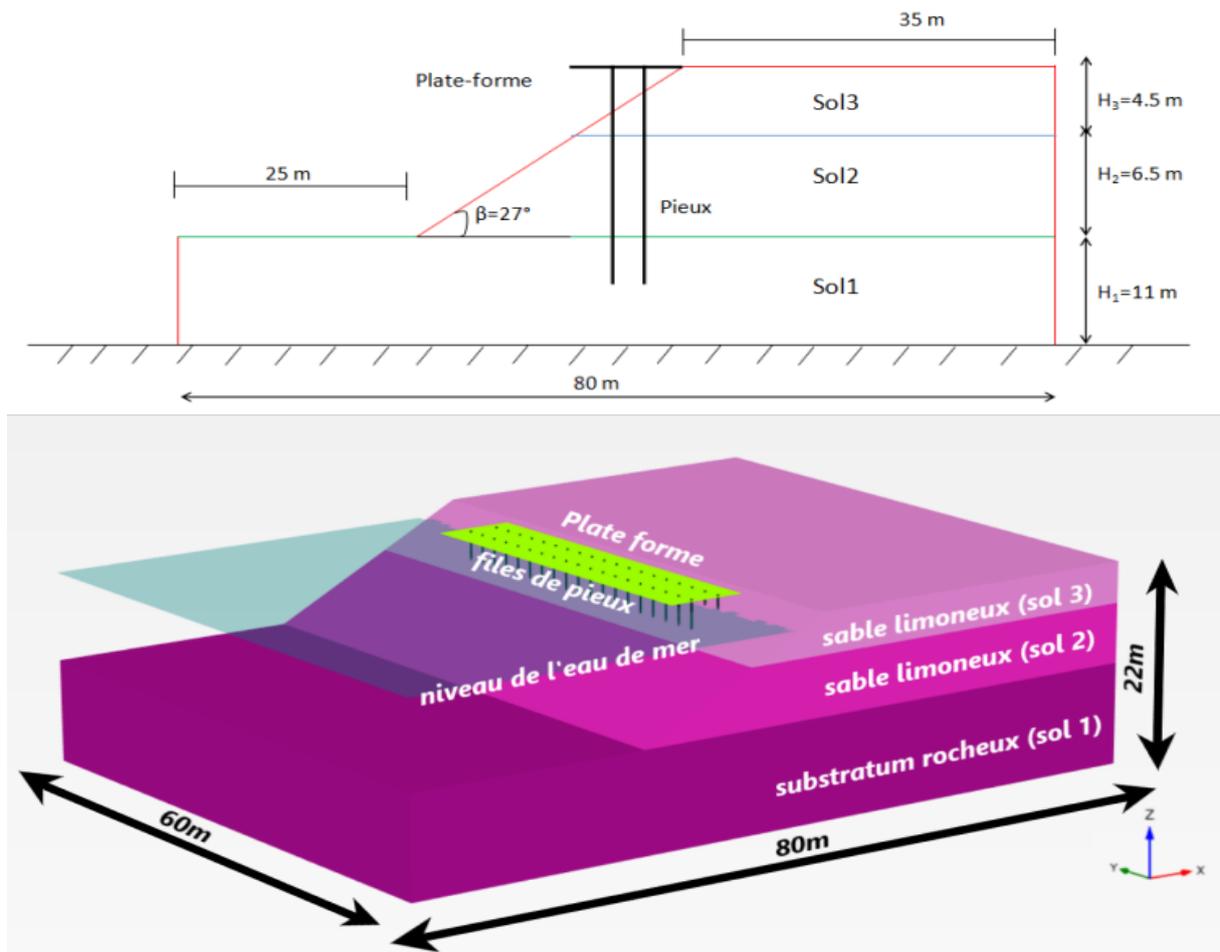


Figure III. 1. Schématisation du cas d'étude

Le quai étudié est un quai de plaisance qui n'est pas exposé aux différents efforts agissants sur les quai cité précédemment dans le chapitre II, à savoir les efforts d'amarrage et d'accostage des navires ainsi que les surcharges d'exploitation. Nous n'allons donc pas prendre en considération l'effet de ces efforts dans notre cas d'étude.

Les chargements à considérer pour cette étude sont ; le poids propre des sols et des structures, l'action de l'eau et l'action sismique.

## ***2- Choix du code de calcul PLAXIS-3D***

PLAXIS est un logiciel de modélisation numérique par éléments finis spécialement conçu pour l'analyse de la déformation et de la stabilité dans des projets d'ingénierie géotechnique même à géométries complexes et irrégulières.

Le logiciel PLAXIS-3D permet d'analyser des problèmes de nature élastiques, élasto-plastiques et élasto-viscoplastiques grâce aux lois de comportements qui sont intégrées dans ce dernier, les plus connues sont la loi élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb utilisée dans l'étude du comportement des sols pulvérulents, les sols cohérents et les roches, la loi élasto-plastique de Cam Clay utilisée dans l'étude du comportement des argiles, les lois de comportement hyperboliques Hardening Soil et Hardening Soil Small, la loi élasto-plastique Jointed Rock qui traite le comportement des roches...

Il nous confère le moyen d'adopter la loi de comportement adéquate aux sols et de la modifier à n'importe quelle phase de calcul.

## ***3- Démarche de modélisation***

La démarche de modélisation comporte trois parties distinctes, la première repose sur la vérification de la stabilité du massif de sols sur lequel sera construit l'ouvrage à l'état sec et après mise en eau, autrement dit, stabilité avant construction

La deuxième partie traitera de la stabilité du quai après construction. Dans cette étape, nous nous intéresserons de plus près aux déformations que subissent les pieux et la plate forme à l'état statique.

La dernière partie est consacrée au calcul dynamique du quai sous l'action d'une sollicitation sismique appliquée dans les deux directions horizontales, et enregistrées

durant le séisme de Boumerdes en Algérie le 21 mai 2003. Cette étape fera l'objet du chapitre IV.

Dans ce chapitre nous nous contenterons d'exposer les résultats obtenus en statique.

La figure III.2 représente les étapes de modélisation numérique du quai en statique et en dynamique.

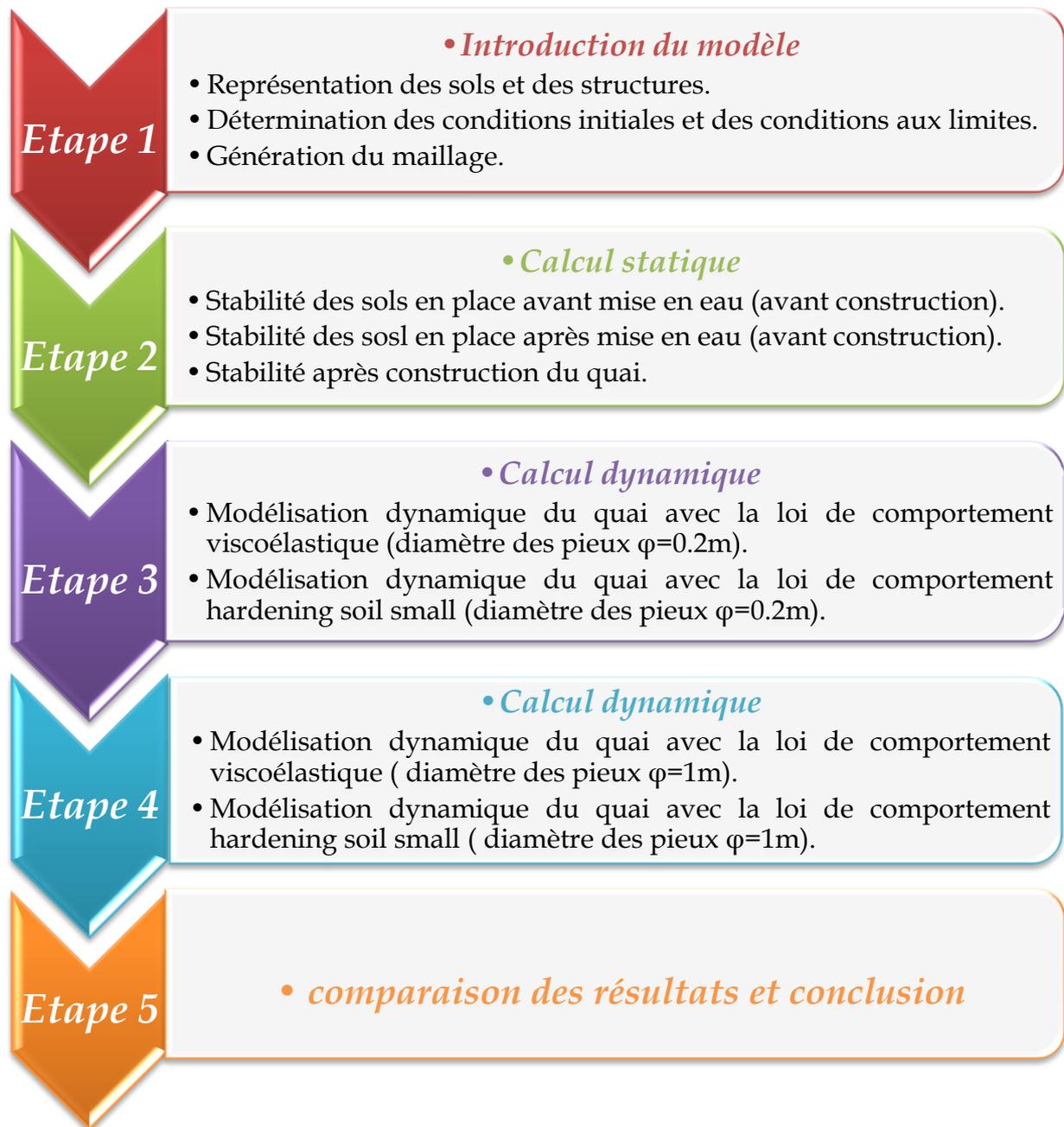


Figure III. 2 . Démarche de modélisation numérique du quai.

#### 4- Modélisation du quai sur pieux

Pour la modélisation des sols en place à l'état statique nous employons la loi de comportement élasto-plastique de Mohr Coulomb en conditions drainées. Les valeurs des paramètres à introduire pour cette loi ont été indiquées précédemment sur le tableau III.1. Quant aux éléments de structures (pieux et plate-forme), la loi de comportement adoptée est élastique linéaire reflétant le comportement des bétons et les caractéristiques nécessaires ont été énumérées dans le tableau III.2.

Les conditions aux limites du modèle sont appliquées de manière à fixer la base du modèle dans les trois directions et d'empêcher toute translation dans les deux directions X et Y pour les frontières latérales du modèle.

Les conditions initiales doivent aussi être spécifiées. Celles-ci indiquent l'état initial du profil à savoir la présence d'une colonne d'eau dans la partie amont du modèle. Cette colonne d'eau représente le niveau de l'eau de mer qui est à -1.5m de la surface libre des sols. L'eau de mer sature le milieu et exerce des pressions hydrostatiques sur les parties illustrées sur la figure III.3.

Il est à noter que le poids volumique de l'eau de mer est estimé à  $10.30 \text{ KN/m}^3$ .

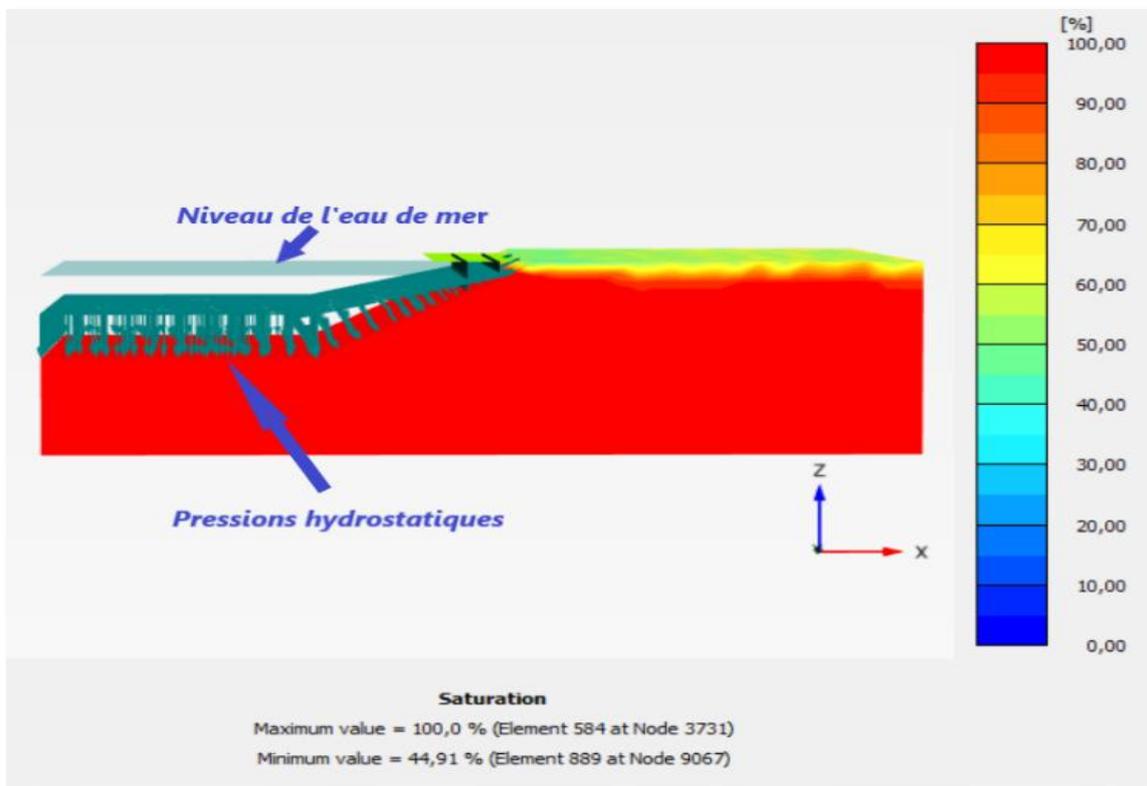
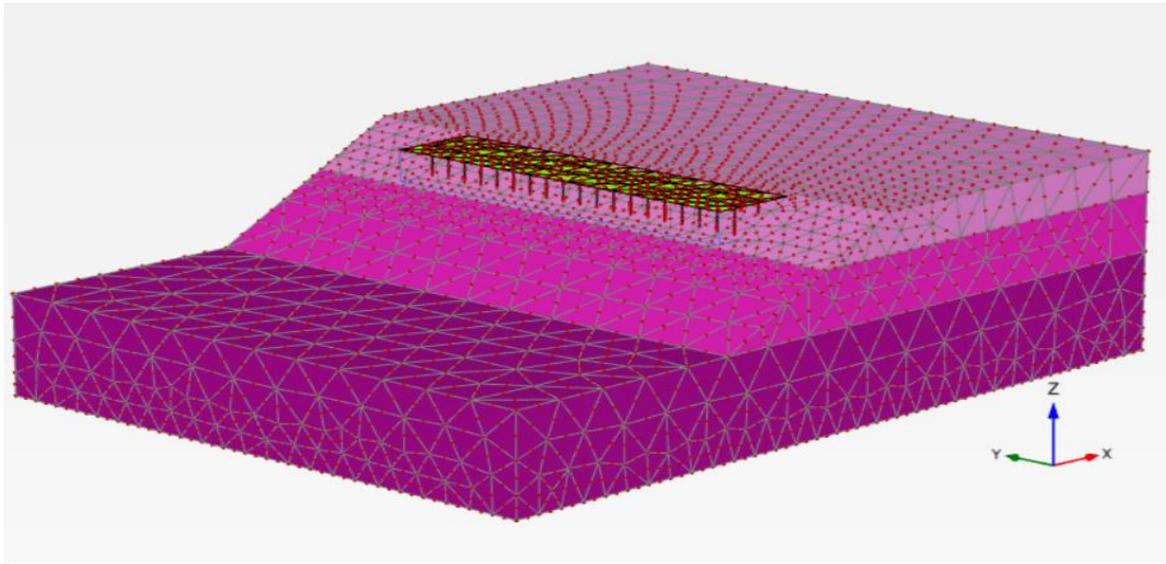


Figure III. 3 . Niveau de la nappe et saturation des sols.

Le maillage adopté pour la discrétisation de notre profil est un maillage moyen qui reste suffisant pour la précision recherchée lors des calculs (voir figure III.4). Nous pouvons raffiner le maillage autour de n'importe quelle zone sur laquelle nous voulons porter attention.



*Figure III. 4 . Maillage adopté pour le modèle.*

L'état d'équilibre des sols en place avant construction du quai passe par deux phases de calculs, la première est l'analyse des déformations des sols à l'état sec et la deuxième phase consiste à analyser les sols à la saturation après mise en eau.

**a- Phase 1 : Stabilité des sols en place avant mise en eau.**

Dans un premier temps, nous réalisons un calcul élastique parfaitement plastique en considérant les sols à l'état secs. La figure III.5 indique les déplacements  $U_x$  suivant l'axe « X » des sols en place avant la mise en eau et avant construction du quai. Il est évident que la partie en pente est celle qui subie les déplacements maximaux mais qui reste très petits, de l'ordre de 0.5769 mm avec un signe négatif qui fait référence au sens du déplacement.

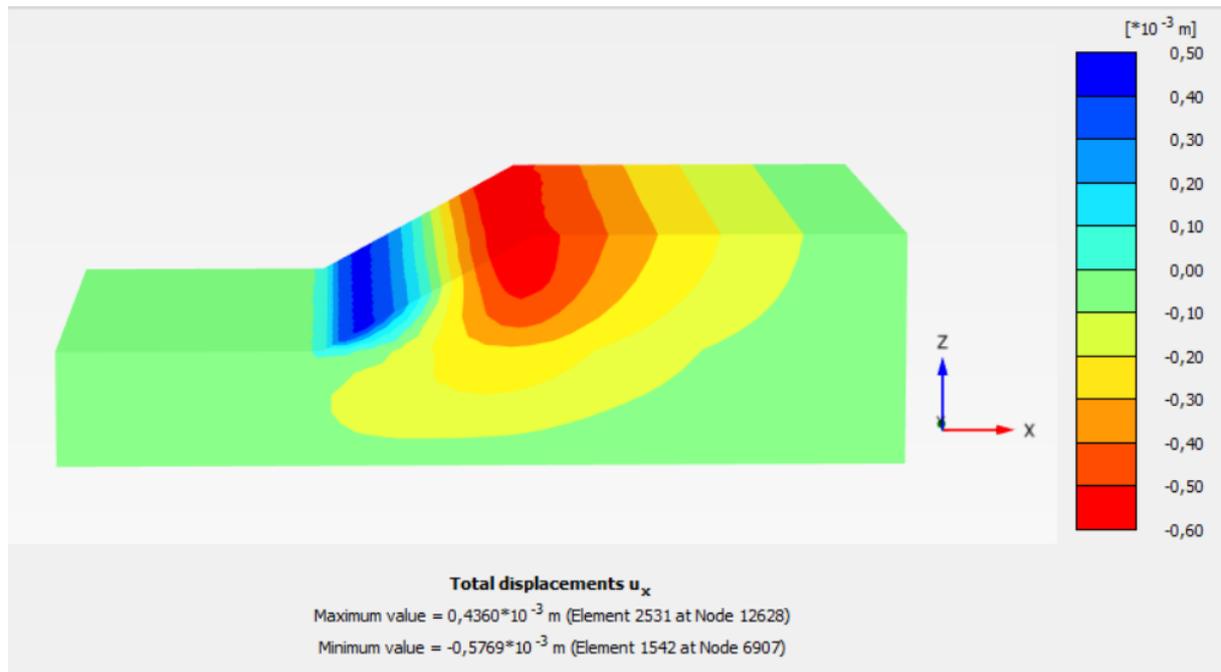


Figure III. 5 . Déplacement  $U_x$  des sols en place avant mise en eau.

Les déplacements  $U_x$  sont négligeables, donc la stabilité des sols en place avant mise en eau et avant construction du quai est assurée.

#### **b- Phase 2 : Stabilité des sols en place après mise en eau.**

Le projet se situe en zone portuaire constamment en contact avec l'eau de mer qui sature les sols. A cet effet, il est important d'étudier la stabilité des sols en présence de la colonne d'eau de mer avant construction du quai.

La figure III.6 représente le déplacement suivant l'axe « X » de nos sols, après mise en eau, estimé à une valeur de  $-1.143 \times 10^{-3}$  m soit 1.143 mm toujours localisé au niveau de la pente.

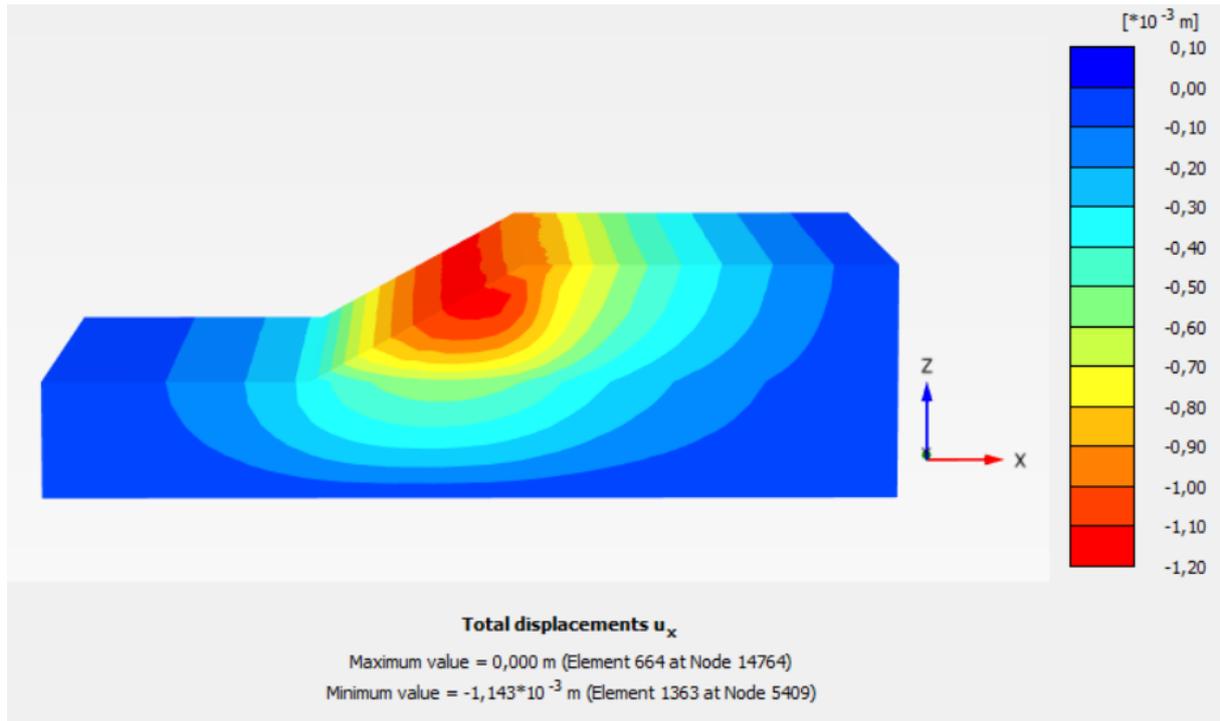


Figure III. 6 . Déplacement  $U_x$  des sols en place après mise en eau.

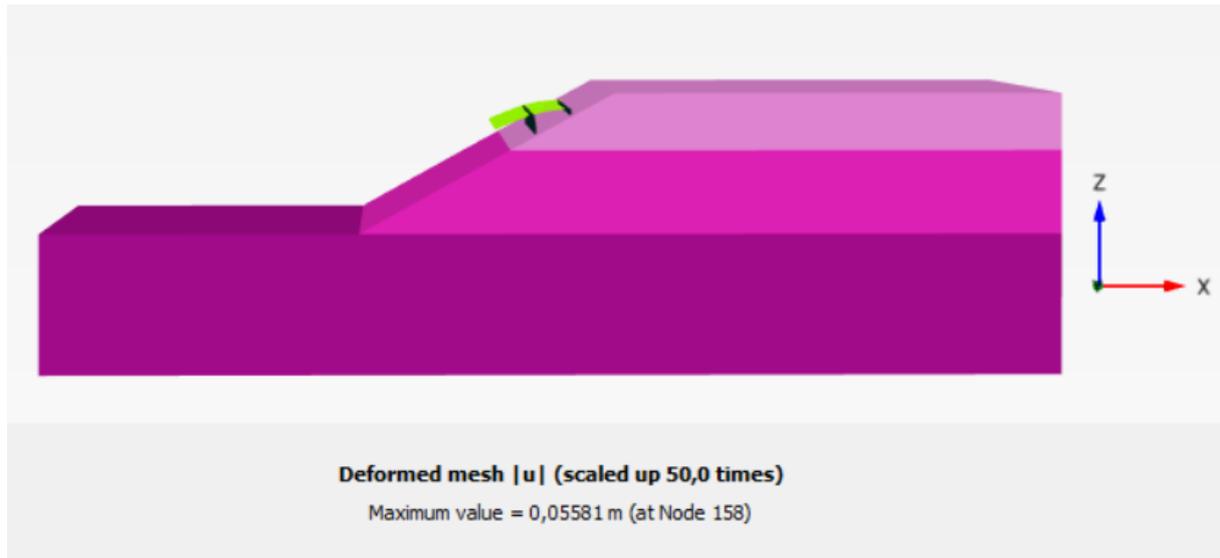
Les déplacements  $U_x$  après mise en eau ont doublé de valeur mais restent insignifiants et négligeables, donc la stabilité des sols est assurée.

Somme toute, et compte tenu des résultats obtenus dans les deux phases 1 et 2 soit la stabilité des sols en place avant et après mise en eau, nous concluons que la stabilité des sols en place est assurée avant construction du quai.

### c- Phase 3 : Stabilité après construction du quai.

Dans cette phase de calcul nous nous intéressons à deux volets, le premier comporte les déplacements des sols en place après construction du quai et le deuxième volet comporte les déformations et déplacements que subissent les pieux et la plate-forme.

Sur la figure III.7 est présenté le modèle après construction du quai. On enregistre un fléchissement de la plate-forme provoqué par le tassement des pieux.



*Figure III. 7. Déformation du quai après construction.*

Les pieux sont les éléments porteurs de plate-forme et le moyen de stabilisation des sols en pente.

La figure III.8 est un zoom sur les déformations des éléments de structure pieux et plate-forme. On remarque que la file de pieux intérieure indiquée sur la figure III.8 par la lettre « A » ne subie pas de grands déplacements, tant dis que les pieux de la file extérieure indiquée par la lettre « B » sur la figure III.8 subissent une flèche au niveau de la tête des pieux induisant ainsi le fléchissement de la plate forme.

Les déformations des pieux sont accompagnées par des tassements visibles au niveau des têtes des pieux. Ces déformations des pieux induisent automatiquement la déformation de la plate-forme et vis versa car la liaison entre ces deux éléments se fait à mi-hauteur, c'est-à-dire au niveau de l'axe de la dalle.

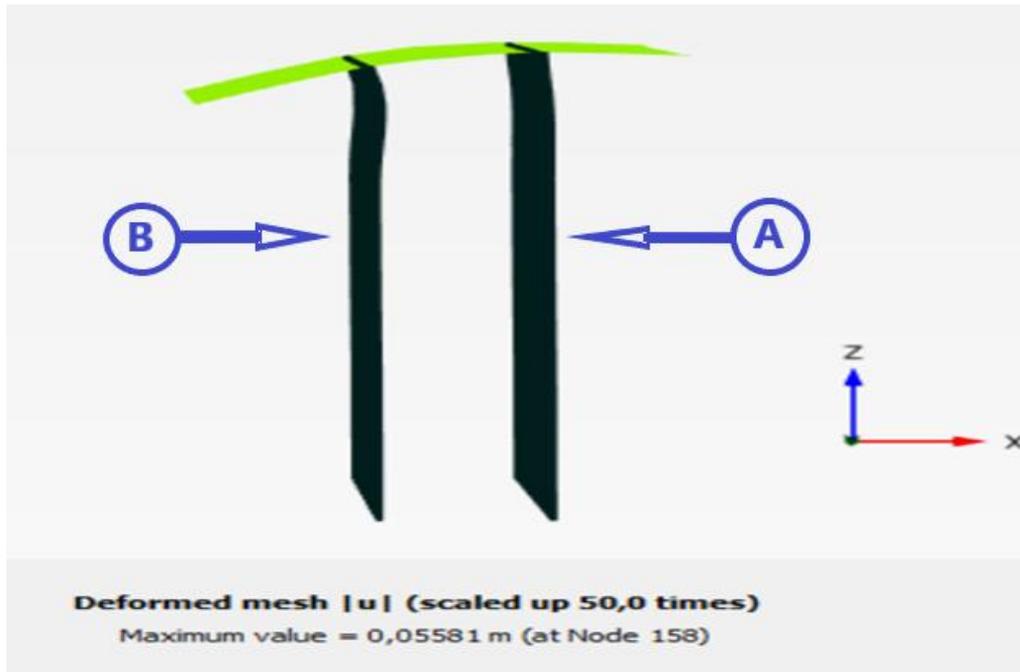


Figure III. 8 . Déformation des pieux et de la plate-forme à l'état statique.

- **Déplacements des sols en place.**

La figure III.9 indique le déplacement suivant « X ». Il est remarquable que la partie en pente est toujours la plus susceptible de subir des déformations.

La valeur du déplacement  $U_x$  enregistrée après construction du quai est proche de celle enregistrée avant construction, ceci signifie que les pieux agissent positivement dans les sols et que l'on peut même les considérer comme un moyen de renforcement. Ceci nous permet de conclure que les sols en place après construction du quai sont stables.

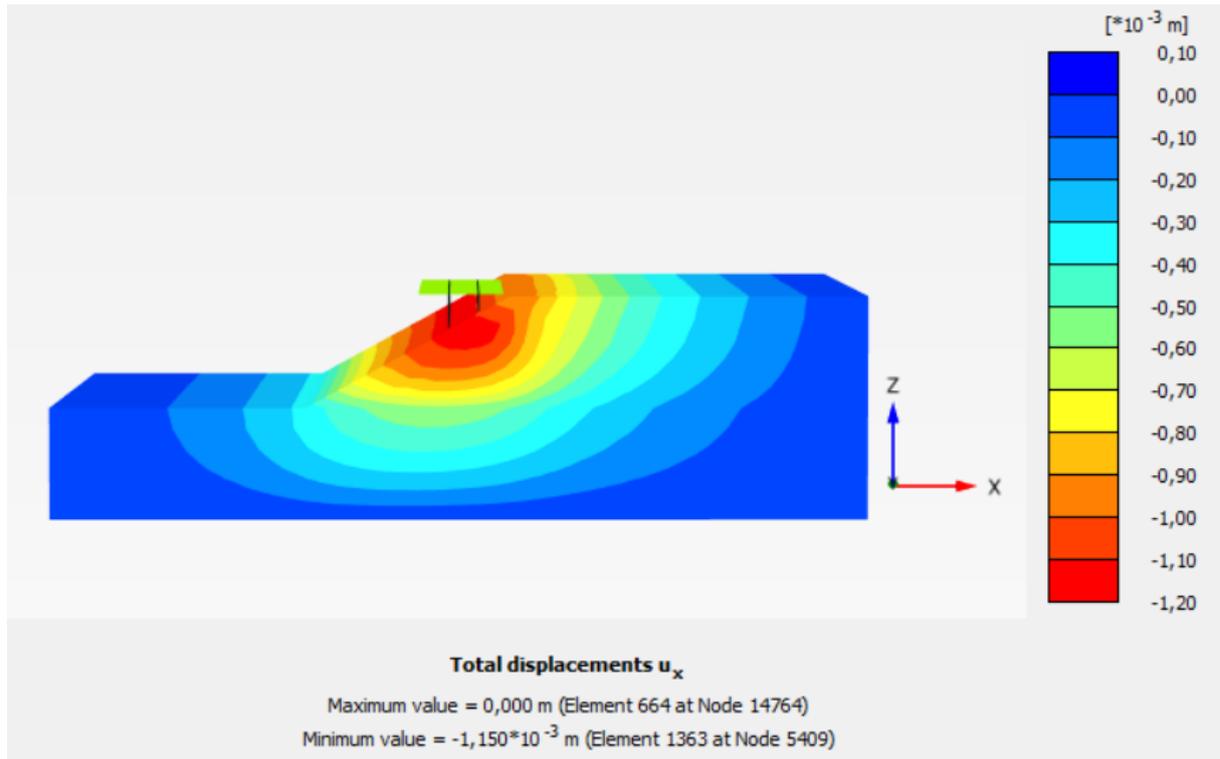


Figure III. 9 . Déplacement  $U_x$  des sols après construction du quai.

- **Déplacement des éléments du quai.**

Comme illustré sur la figure III.8 précédente, la dalle en béton est sollicitée en flexion. Cette flèche est montrée sur la figure III.10 ci-dessous, et représentant les déplacements  $U_z$  suivant l'axe « Z » de la plate forme qui est le déplacement le plus important enregistré et estimé à  $-0.5570$  m soit  $-5.57$  cm.

Il est à noter que le signe négatif indique la direction du déplacement de la dalle qui tend à fléchir vers le bas en formant un arc.



Figure III. 10 . Déplacement  $U_z$  de la plate-forme à l'état statique.

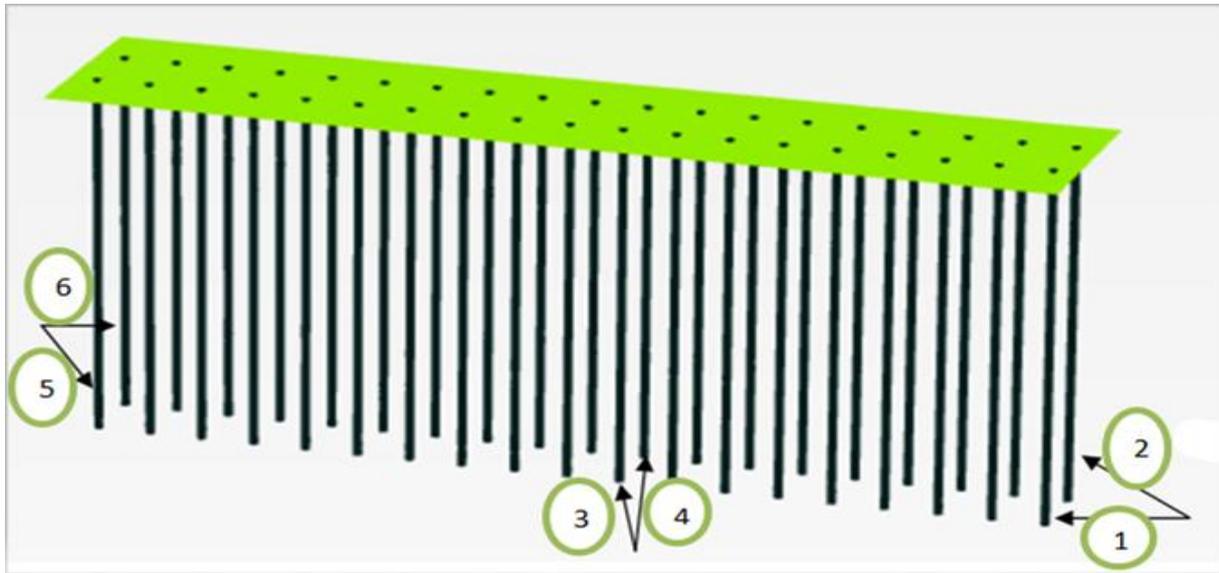
Le tableau III.3 ci-dessous résume les déplacements de la plate forme suivant les trois directions.

Déplacement maximal	$ U_x $	$ U_y $	$ U_z $	$ U $
Valeur (m)	$3.562 \times 10^{-3}$	$0.05221 \times 10^{-3}$	0.05570	0.05581

Tableau III. 3 . Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme du quai à l'état statique.

Les déplacements  $U_x$  et  $U_y$  sont de l'ordre de quelques millimètres comparativement au déplacement  $U_z$ .

Les déformations de pieux dans les deux files enregistrent de légères différences. En effet, les pieux de la file extérieure fléchissent plus que les pieux de la file intérieure. Pour mieux apprécier ces différences, nous allons sélectionner six pieux au total, soit trois de chaque file situés au centre et en rive positionnés sur la figure III.11.



*Figure III. 11 . Positionnement des pieux à étudier.*

Nous allons analyser tout d'abord les déplacements  $U_x$  obtenus suivant l'axe « X » pour les six pieux. La figure III.12 illustre ces déplacements pour les pieux choisis.

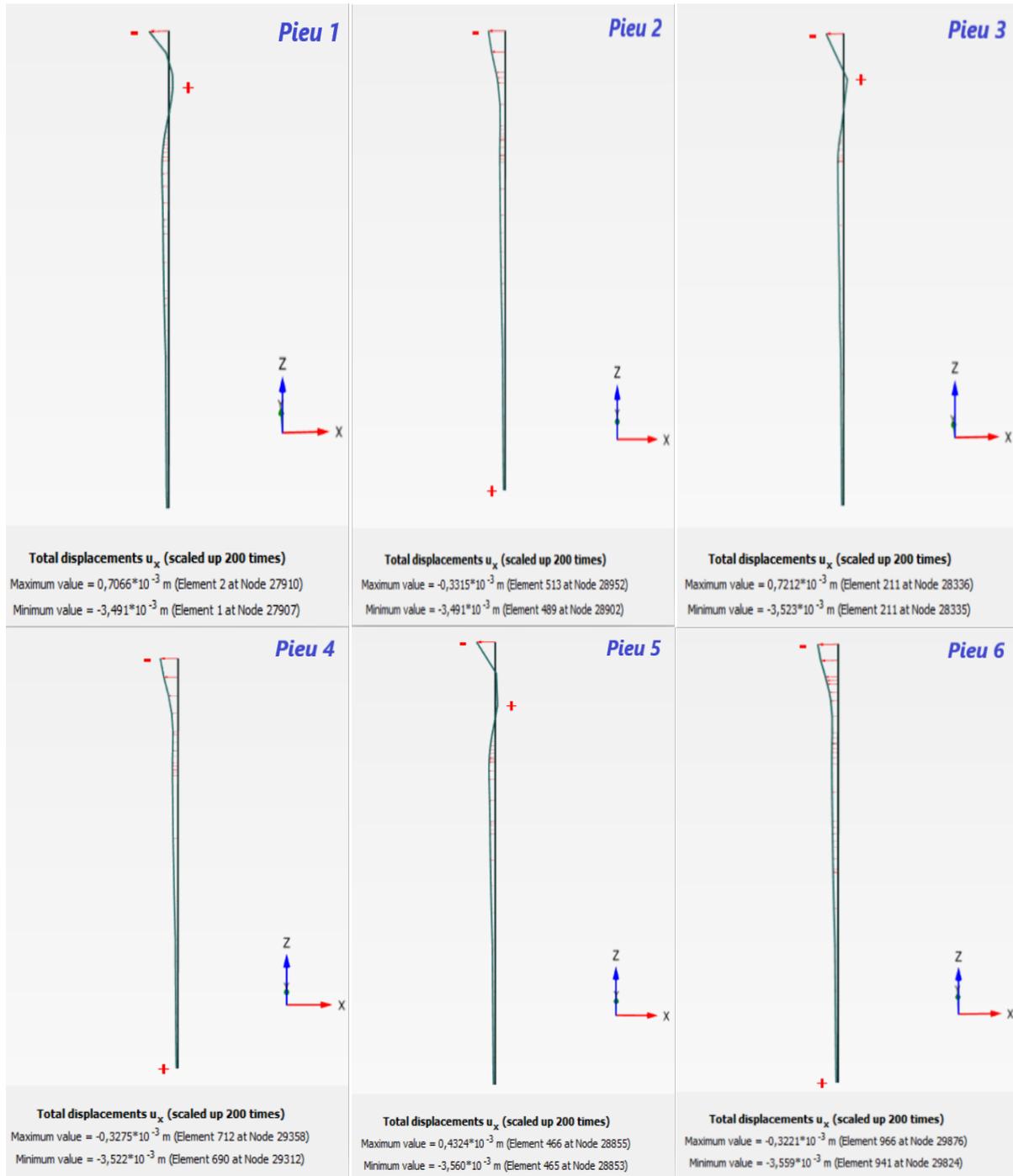


Figure III. 12 . Déplacements  $U_x$  des pieux étudiés.

Les déplacements  $U_x$  au niveau des six pieux sont très proches et avoisinent les 4mm, ils sont enregistrés dans le sens négatif, c'est-à-dire que les pieux se déplacent horizontalement dans la même direction que le déplacement  $U_x$  de la pente des sols en place mais les valeurs de ces déplacements sont négligeables.

Les pieux « 1, 3 et 5 » appartiennent à la même file (file extérieure) ce qui explique la similitude des déformations de ces trois pieux. Ce cas de similitude se répète dans les pieux « 2, 4 et 6 » qui appartiennent à la file de pieux intérieurs.

La figure III.13 ci-après comporte les déplacements suivant l'axe « Y » des pieux étudiés.



Figure III. 13 . Déplacements  $U_y$  des pieux étudiés.

Les déplacements des pieux suivant la direction « Y » sont de l'ordre de  $10^{-3}$  et les valeurs enregistrées sont dans la plupart des cas très rapprochées. Ces résultats sont très satisfaisants et acceptables car il n'excèdent pas les 0.3mm.

La figure III.14 qui suit illustre les déplacements des pieux dans la direction « Z ».

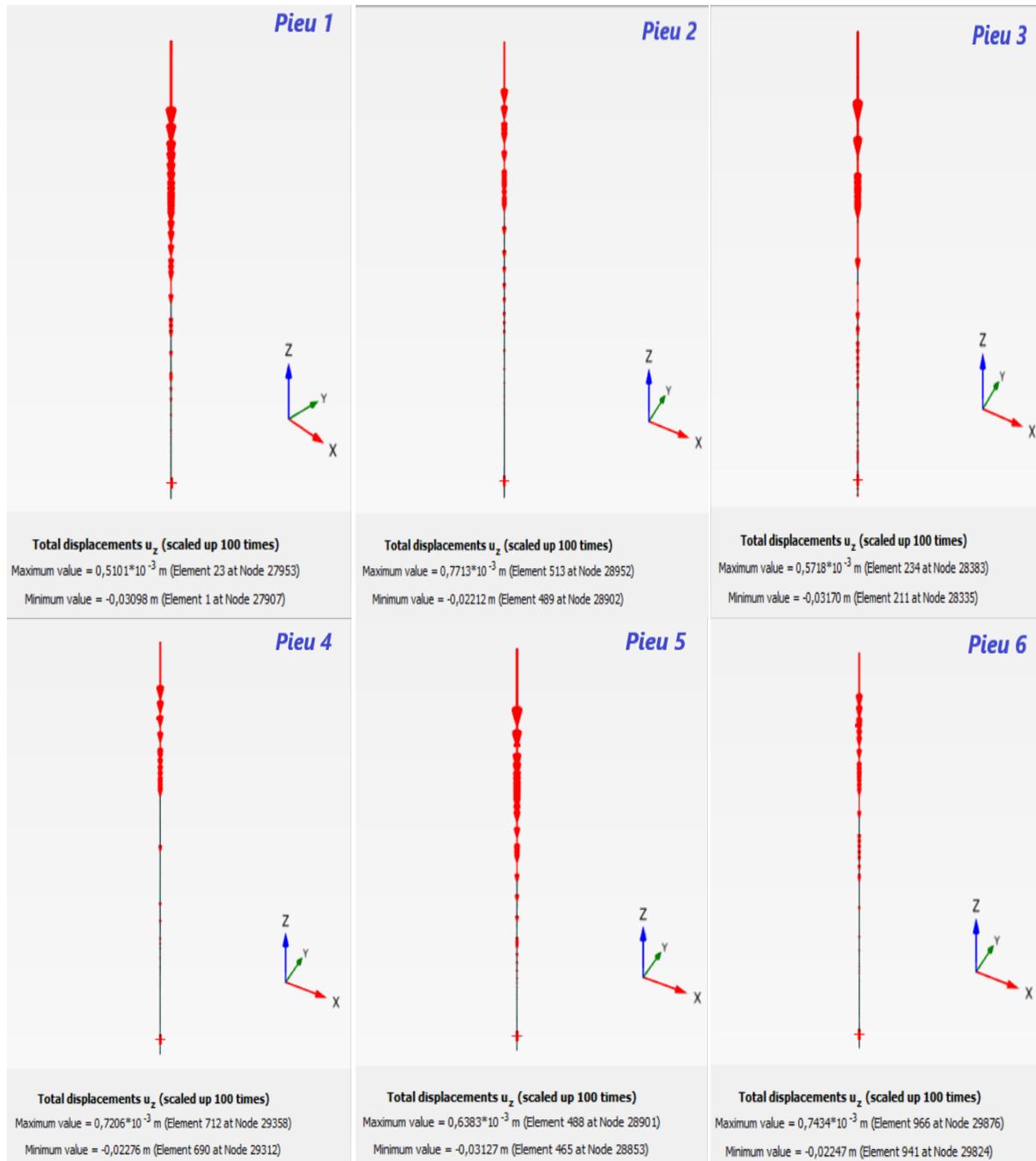


Figure III. 14 . Déplacements  $U_z$  des pieux étudiés.

Le déplacement suivant « Z » des pieux varie entre 2 et 3.5 cm environs. La variation des valeurs des déplacements dépend de l'emplacement des pieux.

Les déplacements verticaux ( $U_z$ ) dans les pieux dominent les déplacements totaux suivant les trois directions. Les pieux ont subis des tassements provoquant une flexion de la plate-forme d'autant plus que les pieux sont les éléments porteurs de la dalle en béton.

Pour une meilleure appréciation des résultats obtenus, le tableau III.4 suivant résume les déplacements totaux des six (6) pieux suivant les trois directions.

	$U_x (m)$	$U_y (m)$	$U_z (m)$	$U (m)$
<b>Pieu 1</b>	$3.491 \times 10^{-3}$	$0.2869 \times 10^{-3}$	0.03098	<b>0.03117</b>
<b>Pieu 2</b>	$3.491 \times 10^{-3}$	$0.1720 \times 10^{-3}$	0.02212	<b>0.02239</b>
<b>Pieu 3</b>	$3.523 \times 10^{-3}$	$0.04640 \times 10^{-3}$	0.03170	<b>0.03190</b>
<b>Pieu 4</b>	$3.522 \times 10^{-3}$	$0.04060 \times 10^{-3}$	0.02276	<b>0.02310</b>
<b>Pieu 5</b>	$3.560 \times 10^{-3}$	$0.1940 \times 10^{-3}$	0.03127	<b>0.03147</b>
<b>Pieu 6</b>	$3.559 \times 10^{-3}$	$0.1227 \times 10^{-3}$	0.02247	<b>0.02275</b>

**Tableau III. 4.** *Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux étudiés.*

Il est à noter que les valeurs inscrites sur le tableau III.4 sont les valeurs de la résultante des déplacements des pieux.

Les pieux « 1, 3 et 5 », qui appartiennent à la file extérieure supportant la plate-forme, ont enregistré des déplacements résultant avoisinant les 3.2cm. Les pieux « 1 » et « 5 » sont des pieux de rive tandis que le pieu « 3 » est un pieu central. En effet la déformation et les déplacements de tous les pieux de cette file sont de mêmes grandeurs. Cette similitude est due à l'effet de groupe, c'est à dire que nos pieux travaillent ensemble et se déforment de la même façon.

Les pieux « 2, 4 et 6 » sont des pieux de la file intérieure supportant la plate forme et leurs déplacements résultant avoisinent les 2.3 cm. Les pieux « 2 » et « 6 » sont des

pieux de rive et le pieu « 4 » est un pieu central. Effectivement, les déformations des pieux de la file intérieure sont approximativement de mêmes grandeurs ce qui implique que ces derniers travaillent en groupe et qu'il existe une interaction entre eux.

Les déplacements des 38 pieux de diamètre égal à 0.2m et de 16m de long qui supportent la dalle de notre quai à l'état statique enregistrent un déplacement maximal de 3.2 et cette valeur est négligeable comparativement aux dimensions de notre quai.

Quant à la plate-forme de 40m x 9m x 0.5m le déplacement maximal enregistré est estimé à 5.6 cm. Une valeur qui comparativement aux dimensions de cet élément est acceptable.

Au final, notre quai après construction est stable. Les sols accueillant l'ouvrage et les éléments structuraux du quai (plate-forme et pieux) ne subissent pas de déplacements excessifs et reste stable à l'état statique.

### *Conclusion*

L'analyse numérique de la stabilité statique de notre ouvrage nous renvoie un comportement satisfaisant. En effet, les sols composants l'assise du quai sont stables vis-à-vis d'un éventuel glissement avant et après construction de l'ouvrage.

Le comportement du quai composé d'une dalle supportée par deux files de 38 pieux reste stable sous leur poids propre.

Le quai étant situé en zone sismique et constitué en grande partie par des sables limoneux, il est nécessaire de vérifier sa stabilité sous chargement dynamique et la susceptibilité des sols en place à se liquéfier. La modélisation numérique sous chargement sismique fait l'objet du prochain chapitre.

## *Introduction*

Les ouvrages situés en zone sismique sont exposés à des séismes qui peuvent être de fortes magnitudes. Ces séismes peuvent induire de nombreux dégâts aux constructions voir même causer la ruine de ces derniers. A cet effet, la stabilité des ouvrages en zone sismique doit être assurée.

Le passage des ondes sismiques dans certaines formations géologiques, notamment les sols pulvérulents saturés, peut provoquer le phénomène de liquéfaction des sols. Les observations post sismiques citées dans le « chapitre II » ont montré que les quais sont des ouvrages exposés au phénomène de liquéfaction lorsque les sols en place présentent des caractéristiques sableuses dans un état hydrique saturé. Par ailleurs, la vérification de la stabilité de ces ouvrages sous l'action sismique est obligatoire pour assurer la sécurité des usagers.

Dans le chapitre III nous avons vérifié la stabilité de notre quai avant et après construction à l'état statique sous l'effet du poids propre et de la colonne d'eau de mer en amont du modèle. Le quai se situant en zone sismique, une modélisation du comportement dynamique de l'ouvrage est effectuée au moyen du code de calcul PLAXIS - 3D et des enregistrements obtenus sur le site de Keddara durant le choc principal du séisme de Boumerdes.

En premier lieu, nous employons pour le calcul dynamique un modèle de comportement viscoélastique constitué par la loi de mohr coulomb et un amortissement visqueux, ensuite nous adoptons le modèle hardening soil small qui considère un amortissement hystérétique auquel nous ajoutons un pourcentage d'amortissement visqueux.

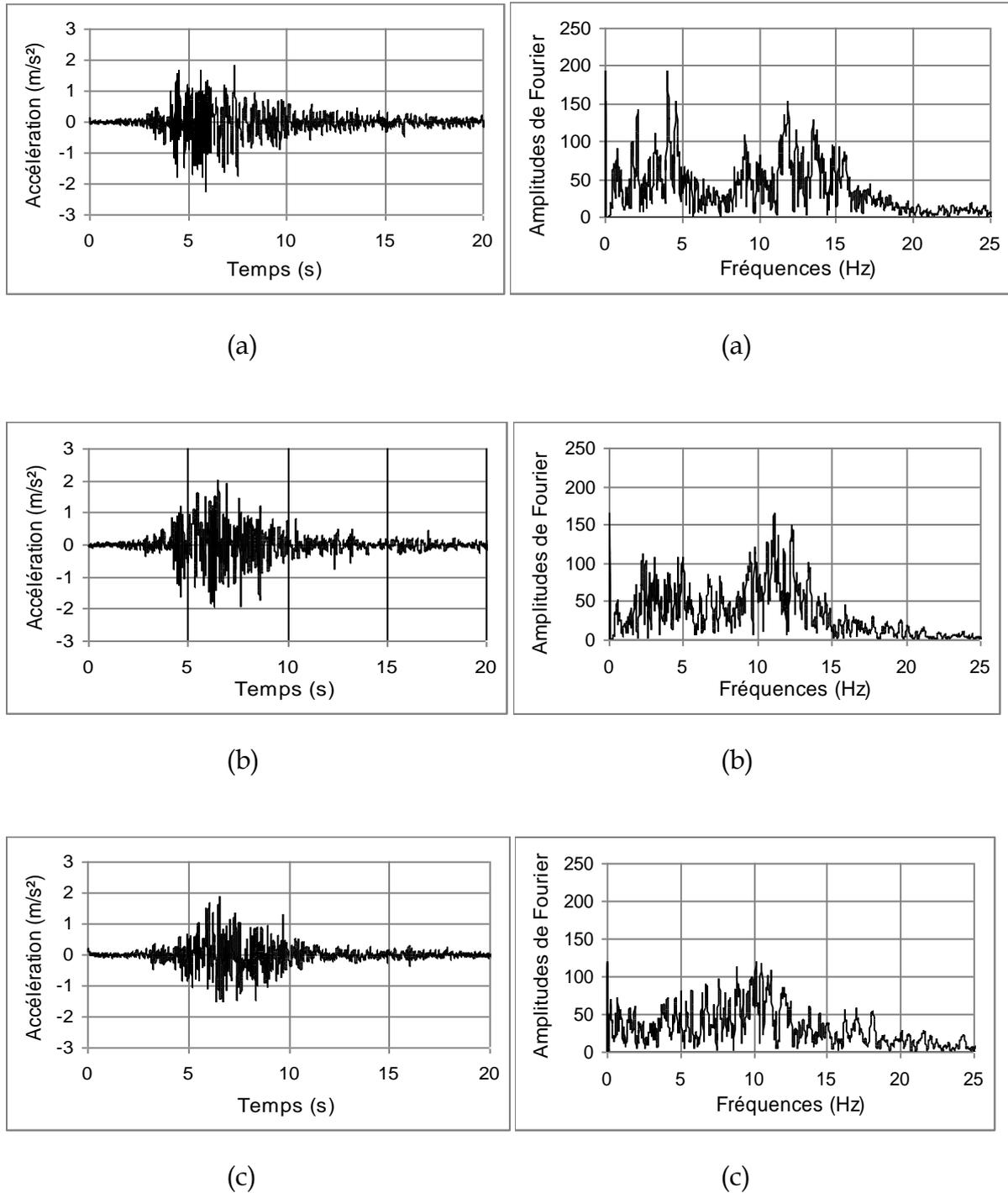
### 1- Présentation du chargement sismique.

La sollicitation sismique employée pour le calcul dynamique est représentée par des accélérogrammes enregistrés au rocher sur le site de Keddara lors du séisme de Boumerdes en Algérie survenu le 21 mai 2003, de magnitude 6.8 sur l'échelle de Richter. Ce séisme a provoqué de nombreux dégâts dans la wilaya de Boumerdes et les villes proches et le phénomène de liquéfaction des sols a été observé de façon spectaculaire en particulier le long des vallées et des oueds, Corso, Boudouaou, Boumerdes, Isser et Sebaou.

Quant à l'enregistrement des mouvements au rocher sur le site de Keddara lors du séisme principal de Boumerdes, les transformées de Fourier (FFT) de l'accélération dans les trois directions orthogonales, montrés sur le figure IV.1, indiquent que l'énergie se répartit sur une large bande de fréquences. Dans les directions horizontales, on notera la présence de deux trains d'ondes ; le premier à basse fréquence inférieur à 5 Hz, et un deuxième train qui s'enclenche pour les fréquences allant de 7.5 Hz jusqu'à 15 Hz. Dans la direction verticale, l'étalement de l'énergie est important. Certaines informations obtenues après traitements des enregistrements durant le choc principal sont présentées dans le tableau IV.1

Site de Keddara durant le séisme de Boumerdes (mai 2003)			
Direction	EW	NS	V
Distance épacentrale	20 km	20 km	20 km
Magnitude	6.8	6.8	6.8
PGA	0.202g	0.228g	0.19g
Phase forte (s)	$t_{fort} = 7.84$	$t_{fort} = 7.65$	$t_{fort} = 6.13$

Tableau IV. 1 Quelques informations obtenues des enregistrements durant le séisme de Boumerdes.



**Figure IV. 1 .** ***A gauche,** Mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale. **A droite,** Spectres de Fourier des mouvements au rocher du choc principal de Boumerdes le 21 mai 2003 : a- Composante N-S, b- Composante E-W, c- Composante verticale.*

## ***2- Prise de connaissance sur les modèles de comportement employés.***

- **Modèle viscoélastique.**

Dans cette partie, le comportement des sols est élasto-plastique accompagné d'un amortissement visqueux. Du point de vue rhéologique, le comportement viscoélastique peut être représenté par un ressort de rigidité  $G$ , qui reflète l'élasticité et un amortisseur de viscosité  $\eta$  pour la viscosité.

Dans le comportement viscoélastique, les sollicitations qui sont appliquées au matériau au cours du temps sont mémorisées. La viscosité a un rôle très important dans la propagation des ondes. En effet cet amortissement permet de dissiper l'onde sismique et de réduire les déformations infligées aux sols par l'action dynamique.

Dans notre étude, le modèle viscoélastique est composé de la loi élasto-plastique de Mohr Coulomb à laquelle nous ajoutons un amortissement visqueux de  $\xi=2\%$  véhiculé par les coefficients de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$ .

- **Modèle hardening soil small -HSS-**

Le modèle hardening soil small de son appellation complète hardening soil with small strain stiffness, est un modèle de simulation de sols avancé. Il est hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité de durcissement par cisaillement.

Comme pour le modèle de Mohr Coulomb, les états limites de contrainte sont décrites au moyen de l'angle de frottement «  $\varphi$  », de la cohésion «  $C$  » et de l'angle de dilatance «  $\Psi$  ». Cependant, la rigidité du sol est décrite de manière beaucoup plus précise en utilisant trois raideurs d'entrée différentes et dépendantes de la déformation, simulant les différentes réactions du sol en allant de petites déformations (ex : vibrations avec des niveaux de déformation  $< 10^{-5}$ ) à des déformations élevées (niveau de déformation technique  $> 10^{-3}$ ).

Contrairement au modèle de Mohr Coulomb, le modèle hardening soil et hardening soil small tiennent également compte de la dépendance aux contraintes. Cela signifie que toutes les rigidités augmentent avec la pression. Par conséquent, les trois rigidités d'entrée se rapportent à une contrainte de référence généralement prise égale à 100Kpa soit 1bar.

Ce modèle est basé sur l'équation de Hardin et Drenvich :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad \text{Avec} \quad \gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0}$$

Dans le modèle HSS le  $\gamma_r$  représente le  $\gamma_{0.7}$  qui est la distorsion qui correspond à un module de cisaillement réduit de 70% de sa valeur initiale.

Les formules qui permettent l'évaluation des paramètres du modèle hardening soil small sont indiquées dans le tableau IV.2 suivant

Paramètre	Désignation
$E_{50}^{ref}$	Rigidité sécante dans un essai triaxial drainé standard définie par la relation $E_{50}^{ref} = 1.25 \times E_{oed}^{ref}$
$E_{oed}^{ref}$	Rigidité tangente du chargement primaire de l'oedomètre définie par la formule $E_{oed}^{ref} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ Avec : E qui est le module de young initial du sol et $\nu$ son coefficient de poisson.
$E_{ur}^{ref}$	Rigidité de déchargement (unloading-reloading) définie par la relation $E_{ur}^{ref} = 3 \times E_{50}^{ref}$
$G_0^{ref}$	Module de cisaillement de référence pour de très petites déformations $< 10^{-6}$ défini par $G_0^{ref} = \rho \times V_s^2$ Avec : $\rho$ qui est la masse volumique du sol et $V_s$ est la célérité des ondes de cisaillement
$\gamma_{0.7}$	Distorsion enregistrée à $G_s = 0.722G_0$ que l'on obtient à partir de courbes typique à chaque type de sol qu'on peut retrouver dans la littérature géotechnique.

Tableau IV. 2 . Paramètres du modèle hardening soil small.

### 3- Modélisation numérique du quai avec la loi de comportement viscoélastique.

Dans cette phase de calcul, nous soumettons notre ouvrage à une sollicitation sismique représentée par deux accélérogrammes dans les deux directions « X » et « Y » enregistrés lors du choc principal du séisme de Boumerdes.

Les caractéristiques des sols en place sont les mêmes que celles utilisées pour le calcul statique mais en condition non drainée et en ajoutant un amortissement visqueux de  $\xi=2\%$ .

Les conditions de frontières absorbantes visqueuses sont appliquées de manière à empêcher la réflexion des ondes sismiques et l'amortissement de ces dernières.

Il est à noter que les déplacements sont remis à zéro pour le calcul dynamique.

Le temps de la sollicitation sismique est limité à 15s étant donné que la phase forte et l'énergie sismique sont enregistrées bien avant la quinzième seconde de sollicitation. Les figures IV.2 et IV.3 représentent les accélérogrammes  $a_x$  et  $a_y$  respectivement introduit à la base du modèle.

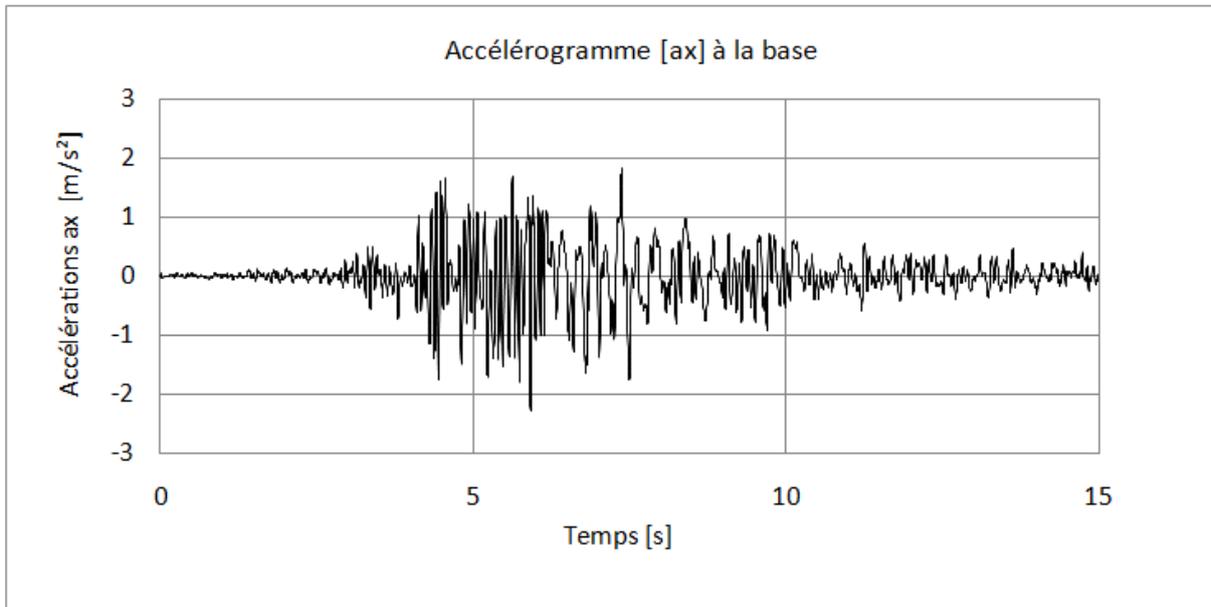


Figure IV. 2 . Accélérogramme [ax] appliqué à la base.

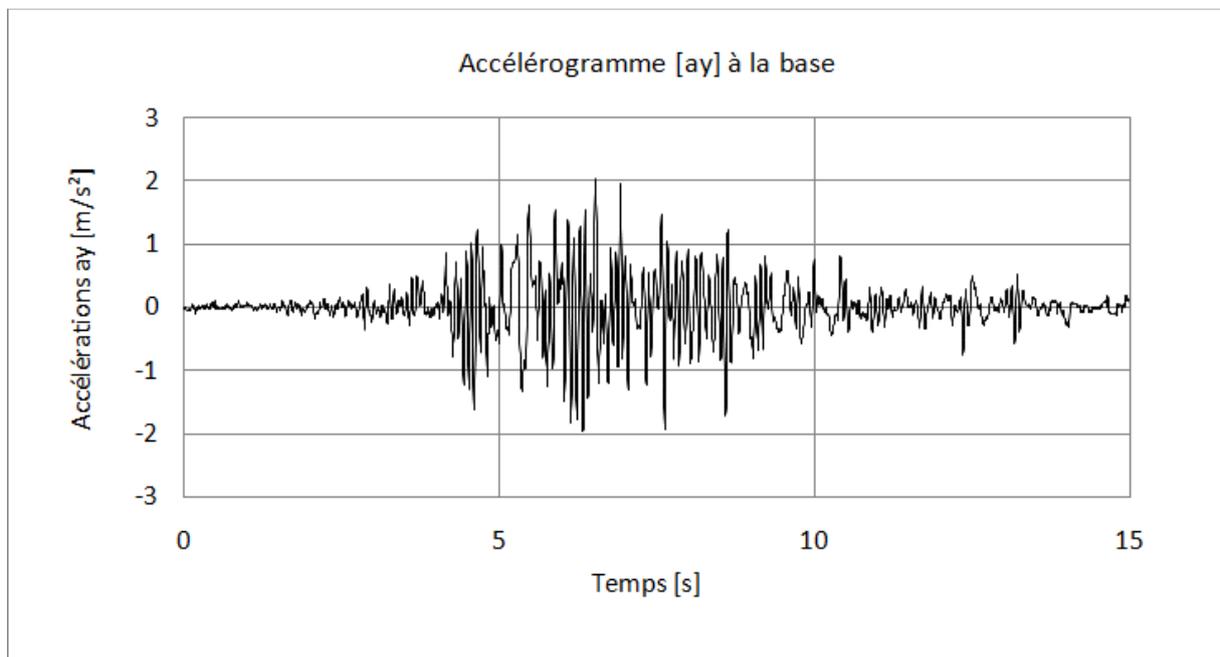
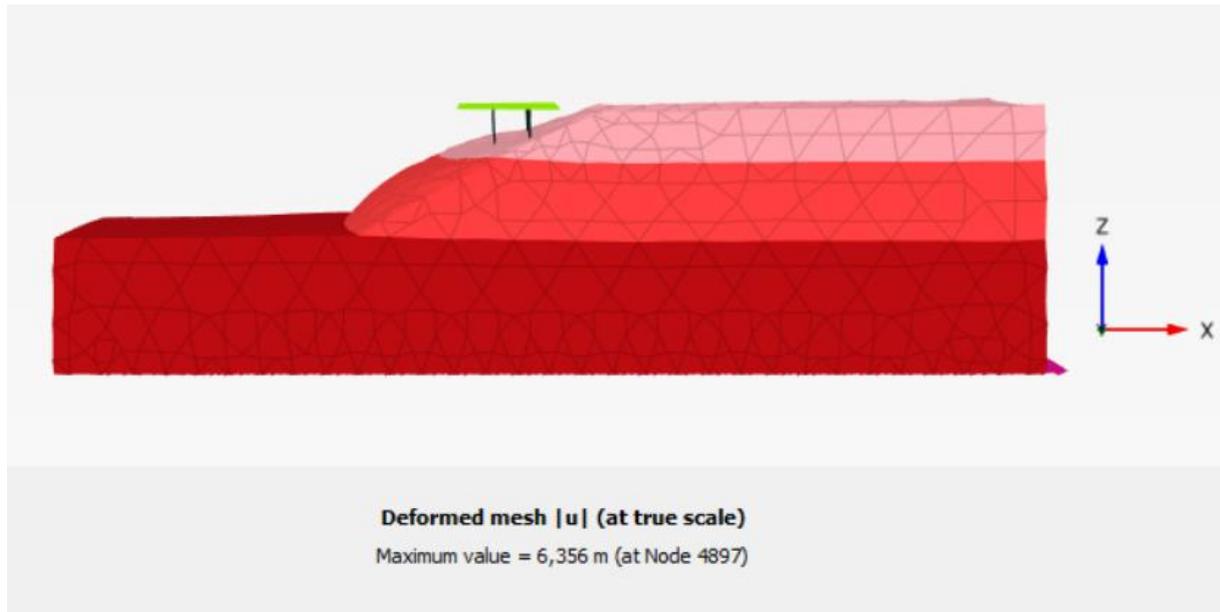


Figure IV. 3 . Accélérogramme [ay] appliqué à la base.

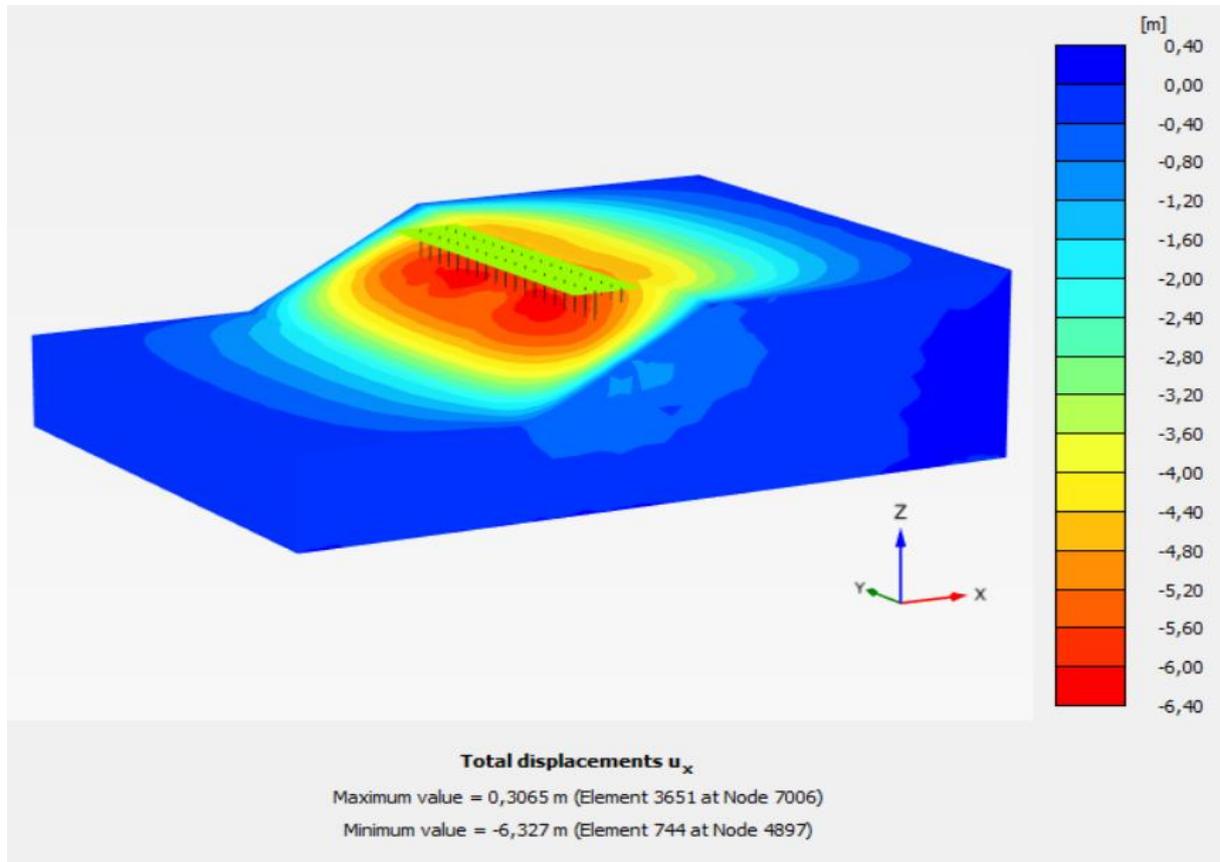
Après avoir soumis notre projet à la sollicitation sismique, nous avons obtenu le résultat sur la figure IV.4 qui illustre les déformations que subit notre quai et les sols en place à la fin de la sollicitation dynamique.



**Figure IV. 4 .** Déformation du quai après la sollicitation sismique en viscoélastique.

Les résultats montrés en figure IV.4 indiquent des déplacements très importants des sols qui avoisinent les 6.4m. Ces déplacements sont localisés au niveau de la pente en formant un ventre à la partie inférieure. Ce qui a causé un déséquilibre du quai.

Les pieux appuyant la plate-forme ont suivis le mouvement des sols et la plate-forme s'est décollée du terre plein, on remarque aussi qu'elle s'est soulevée.



**Figure IV. 5 .** Déplacement  $U_x$  des sols après la sollicitation sismique en viscoélastique.

Les deux couches supérieures du modèle sont des sables limoneux saturés susceptibles de se liquéfier, le glissement que subissent ces deux couches de sables est dû au phénomène de liquéfaction. Nous allons suivre la réponse sismique des sols en place pour vérifier la liquéfaction des sols dans notre cas, en sélectionnant des points au niveau de la surface de chaque couche des sols en place où nous récupérerons les réponses sismiques.

La figure IV.6 suivante représente les réponses sismiques suivant les deux directions « X » et « Y »

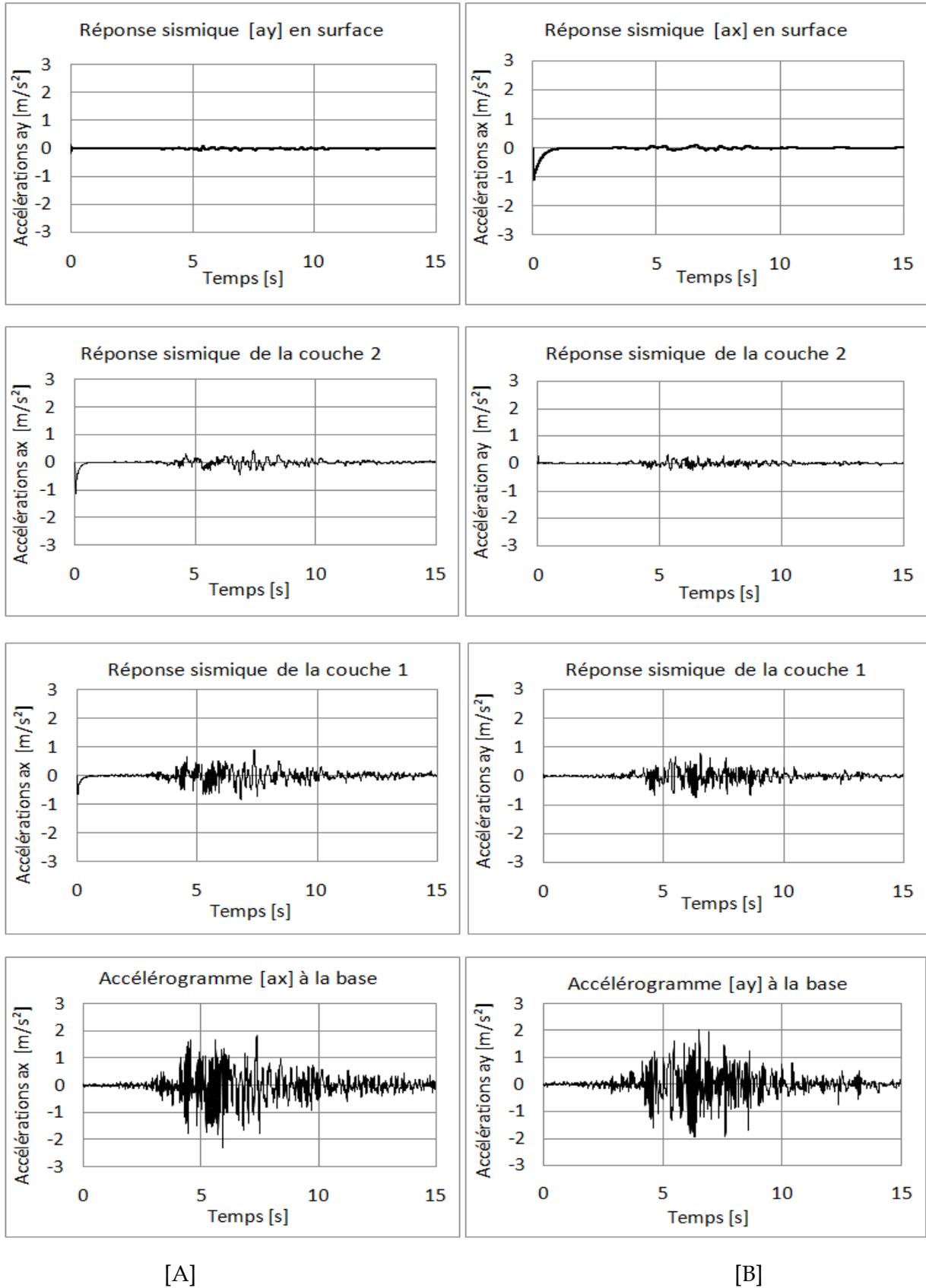


Figure IV. 6 : [A], réponses sismiques en viscoélastique des couches de sol suivant la direction X. [B], réponses sismiques en viscoélastique des couches de sol suivant la direction Y.

Les résultats montrés sur ces figures confirment bien l'occurrence du phénomène de liquéfaction des sols des deux premières couches sableuses.

Les réponses en surface de ces deux couches expriment un comportement d'un fluide dû au piégeage des ondes sismiques dans les couches.

Les couches liquéfiées s'écoulent et glissent sous l'effet de la pesanteur emportant avec elles les pieux et la plate-forme.

Nous allons nous intéresser aux déformations des pieux et de la plate forme.

La figure IV.7 illustre les déformations du maillage du quai après la sollicitation dynamique. On remarque que les pieux fléchissent dans le sens du glissement des sols en pente et se déforment. Quant à la plate forme, elle se déplace aussi dans le sens du glissement en suivant le mouvement des pieux.



**Figure IV. 7 .** Déformation des pieux et de la plate-forme après la sollicitation sismique en viscoélastique.

La figure VI.8 ci-dessous représente le déplacement suivant la direction X de la plate-forme qui est estimé à 3.877m avec le signe négatif qui indique le sens du déplacement qui se fait dans la même direction que le glissement des sols.



Figure IV. 8 . Déplacement  $U_x$  de la plate forme après la sollicitation sismique en viscoélastique.

Le tableau VI.3 suivant résume les valeurs obtenues des déplacements de la plate-forme obtenues dans les trois directions et la valeur de la résultante des trois déplacements.

Déplacement maximal	$ U_x $	$ U_y $	$ U_z $	$ U $
Valeur (m)	3.877	0.05835	0.3284	3.885

Tableau IV. 3 . Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme après la sollicitation sismique en viscoélastique.

La résultante des déplacements  $U$  de la plate-forme est du même ordre que le déplacement  $U_x$ , ce qui confirme que la dalle en béton se déplace en grande partie dans la direction du glissement des sols. Ce glissement est relatif au mouvement des pieux.

Nous allons nous intéresser à présent aux six pieux étudiés dans le chapitre III, soit deux pieux au centre et deux de chaque rive de la plate forme.

La figure IV.9 représente les déplacements  $U_x$  à échelle réelle des pieux étudiés après la sollicitation sismique. Les déplacements  $U_x$  au niveau des six pieux sont très proches et varient de 3.6 à 3.9m, ils sont enregistrés avec un sens négatif qui indique la direction du déplacement.

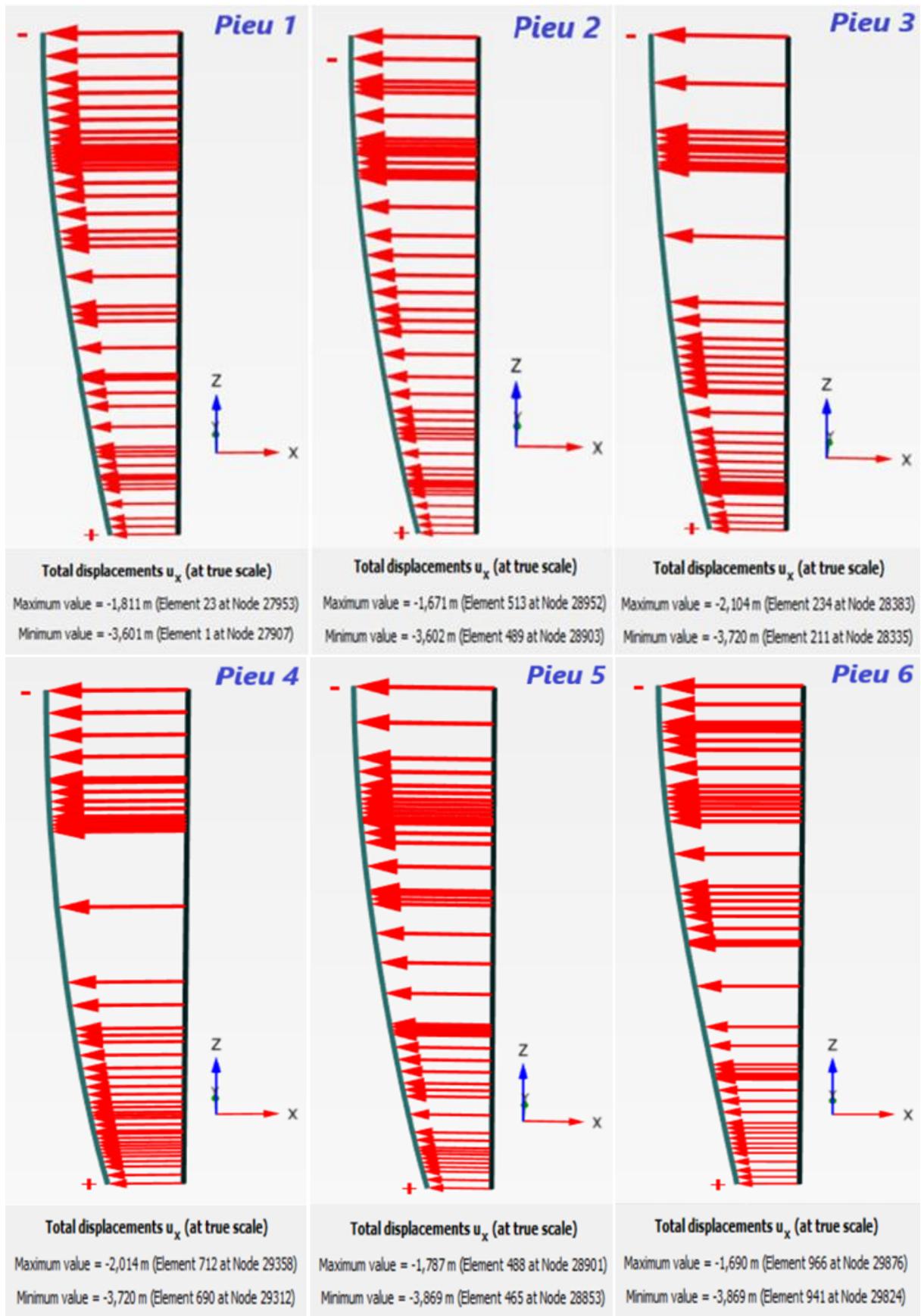


Figure IV. 9 . Déplacements  $U_x$  des pieux étudiés après la sollicitation sismique en viscoélastique.

On remarque que les pieux 1 et 2 ainsi que les pieux 5 et 6 (pieux de rive) ont enregistré le même déplacement  $U_x$  estimé à 3.60m et 3.86m respectivement. Les pieux 3 et 4 (pieux centraux) ont enregistré eux aussi le même déplacement  $U_x$  estimé à 3.72m.

Les déplacements suivant les deux directions Y et Z ne sont pas très importants en comparaison aux déplacements suivant la direction X. Les valeurs des déplacements suivant les trois directions ainsi que les valeurs des résultantes sont indiqués sur le tableau IV.4 ci-après.

	$U_x (m)$	$U_y (m)$	$U_z (m)$	$U (m)$
<b>Pieu 1</b>	3.601	0.1501	0.2529	<b>3.610</b>
<b>Pieu 2</b>	3.602	0.1203	0.2885	<b>3.612</b>
<b>Pieu 3</b>	3.720	0.04007	0.3078	<b>3.733</b>
<b>Pieu 4</b>	3.720	0.02503	0.2795	<b>3.731</b>
<b>Pieu 5</b>	3.869	0.1765	0.2359	<b>3.876</b>
<b>Pieu 6</b>	3.869	0.1106	0.2100	<b>3.875</b>

*Tableau IV. 4 . Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux étudiés après sollicitation sismique en viscoélastique.*

Les valeurs de déplacements des six pieux sont très rapprochées, ce qui nous indique que les pieux travaillent en groupe mais ces déplacements sont excessifs. On remarque également que les têtes des pieux enregistrent des déplacements plus importants que les pointes qui sont ancrées dans le substratum rocheux et c'est l'une des spécificités de déformation des pieux dans les sols liquéfiés.

### **Conclusion partielle**

Compte tenu des résultats obtenus dans cette phase de calcul dynamique avec le modèle viscoélastique avec un amortissement visqueux des sols de  $\xi=2\%$ , on conclue que les sols en place se liquéfient et ne résistent pas au chargement sismique et subissent un glissement au niveau de la pente du modèle causant ainsi le déplacement excessifs des pieux qui suivent le glissement des sols emportant avec eux la plate-forme qu'ils supportent et de ce fait le quai subi des dégâts irréversible qui induise la ruine de l'ouvrage.

#### ***4- Modélisation numérique du quai avec la loi de comportement hardening soil small.***

Dans cette phase de calcul nous allons soumettre notre modèle à la même sollicitation sismique que la phase de calcul précédente, en adoptant la loi de comportement hyperbolique hardening soil small expliquée plus en amont dans ce chapitre.

Les conditions initiales et les conditions aux limites du modèle ainsi que le maillage adopté sont les mêmes que le calcul dynamique avec le modèle viscoélastique en réinitialisant les déplacements à zéro.

En ce qui concerne le chargement dynamique, il s'agit des deux accélérogrammes utilisés dans le calcul dynamique précédent limité à 15 secondes du temps dynamique et représentés sur les figures IV.2 et IV.3.

Les caractéristiques des sols en place sont les mêmes introduites dans les calculs précédents en condition non drainée.

Les paramètres du modèle hardening soil small à introduire sont résumés sur le tableau IV.5 ci-dessous.

	$E_{50}^{ref}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$E_{oed}^{ref}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$E_{ur}^{ref}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{0.7}$ (sans unité)	$G_0^{ref}$ (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Sol1</b> (substratum rocheux)	$610.9 \times 10^3$	$822.4 \times 10^3$	$1.833 \times 10^6$	$1.5 \times 10^{-4}$	$2.431 \times 10^6$
<b>Sol 2 (sable limoneux)</b>	$163.7 \times 10^3$	$220.4 \times 10^3$	$491.1 \times 10^3$	$1 \times 10^{-4}$	$453.3 \times 10^3$
<b>Sol 3 (sable limoneux)</b>	$163.7 \times 10^3$	$220.4 \times 10^3$	$491.1 \times 10^3$	$1 \times 10^{-4}$	$428.8 \times 10^3$

Tableau IV. 5 . Paramètres du modèle HSS.

Le module de contrainte de cisaillement  $\gamma_{0.7}$  est tiré à partir de courbes élaborées pour chaque type de sol. Ces courbes sont illustrées sur la figure suivante.

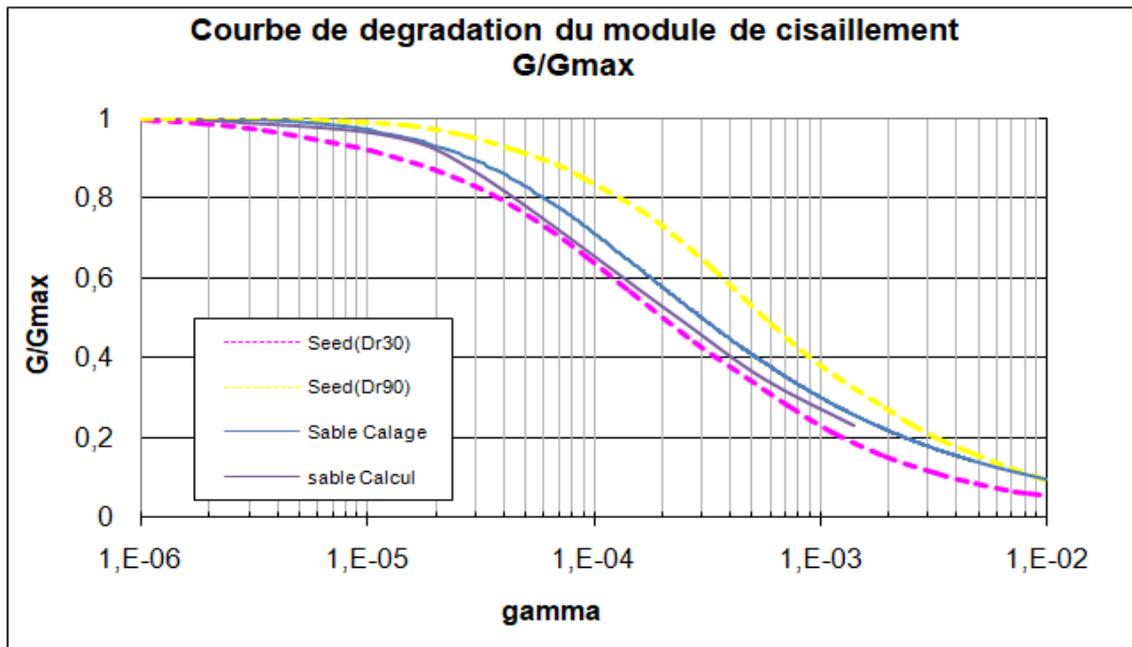


Figure IV. 10. Courbes de dégradation du module  $\frac{G}{G_{max}}$  en fonction du module de contrainte  $\gamma$ .

Les figures IV.11, IV.12 et IV.13 ci après représentent la réduction du module  $\frac{G}{G_0}$  en fonction du module de la contrainte de cisailment  $\gamma$  ainsi que l'évolution de l'amortissement hystérétique  $\xi$  en fonction du module de la contrainte de cisailment  $\gamma$  pour chaque sol.

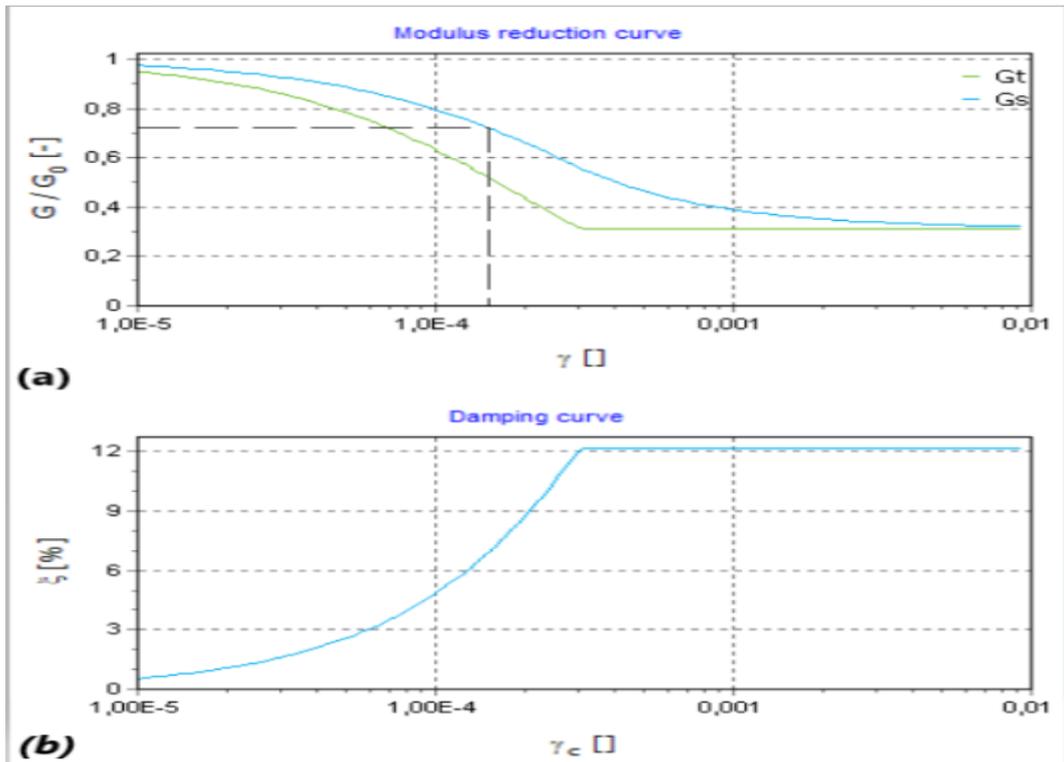


Figure IV. 11 . (a), dégradation du module  $\frac{G}{G_0}$  du sol 1. (b), évolution de l'amortissement hystérétique du sol 1.

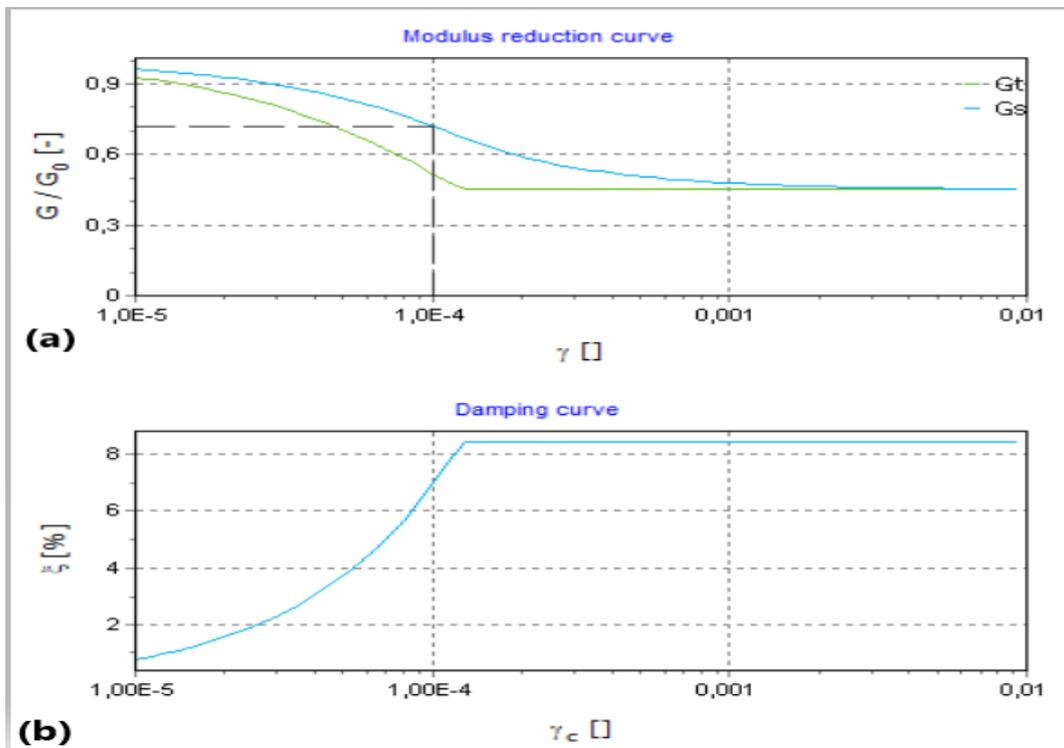


Figure IV. 12 . (a), dégradation du module  $\frac{G}{G_0}$  du sol 2. (b), évolution de l'amortissement hystérétique du sol 2.

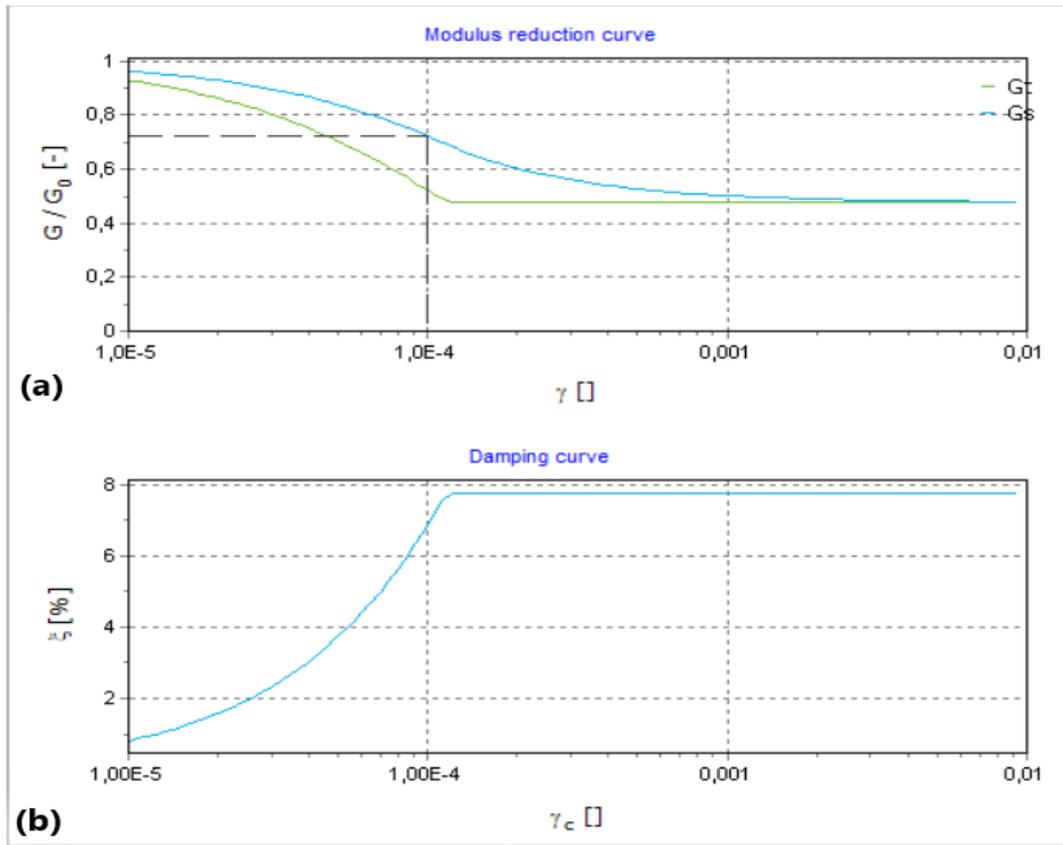


Figure IV. 13 : (a), dégradation du module  $\frac{G}{G_0}$  du sol 3. (b), évolution de l'amortissement hystérétique du sol 3.

A la fin du calcul dynamique avec le modèle hardening soil small nous avons obtenu les déformations du quai représentées sur la figure IV.14.

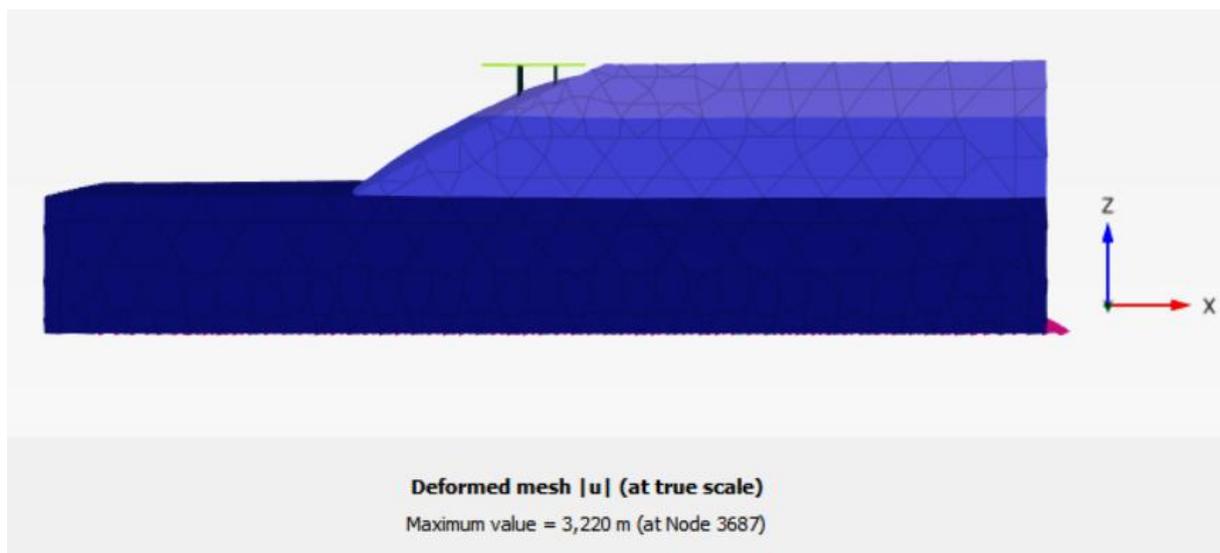
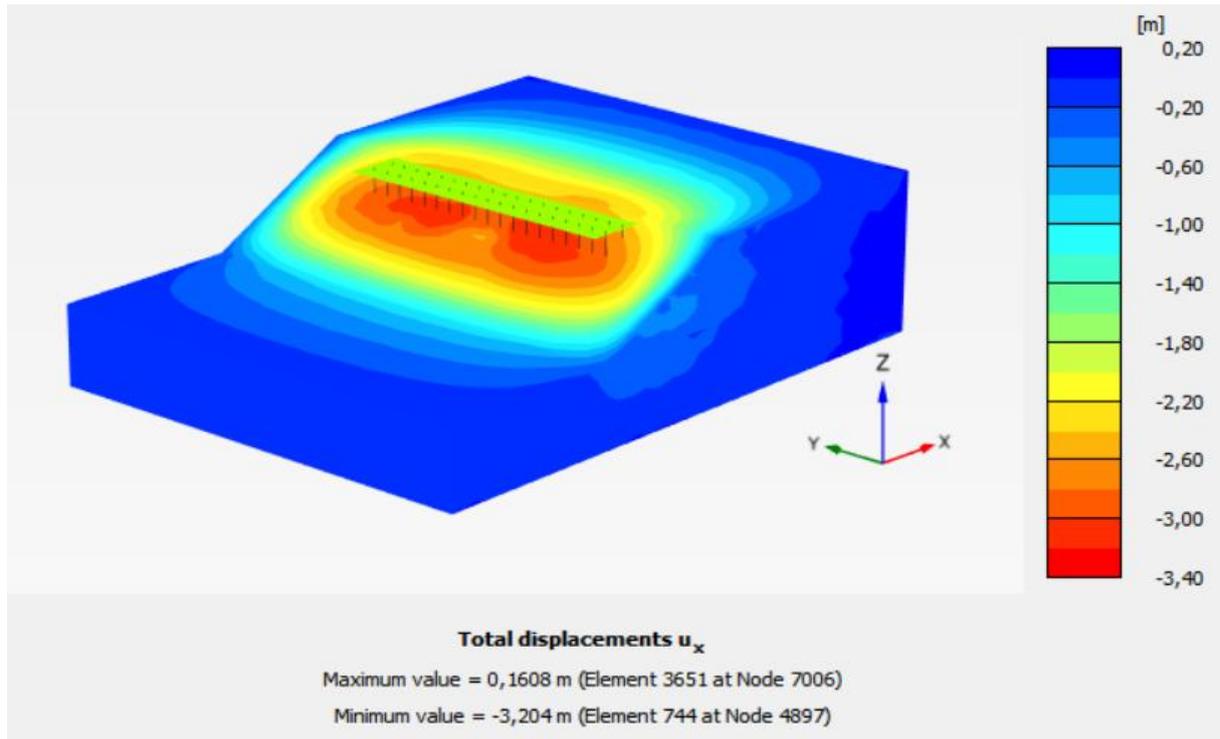


Figure IV. 14 . Déformation du quai après sollicitation sismique avec le modèle HSS.

Les deux couches supérieures du modèle sont celles qui ont subis le plus grand déplacement, on peut observer sur la figure IV.14 que les sols 2 et 3 qui sont des sables limoneux saturés ont glissés emportant avec eux les pieux qui supportent la plate forme créant ainsi un déséquilibre aux niveau des structures qui composent le quai.

Le glissement des sols dans la direction « X » induit un déplacement  $U_x$  maximal de 3.204m illustré sur la figure IV.15 soit près de la moitié du déplacement  $U_x$  enregistré dans la partie précédente avec le modèle viscoélastique.



*Figure IV. 15 . Déplacement  $U_x$  des sols après sollicitation sismique avec le modèle HSS.*

Le glissement que subis les deux couches supérieures du modèle est dû au phénomène de liquéfaction. Pour visualiser le phénomène nous allons récupérer les réponses sismiques de chaque couche de sol aux mêmes points sélectionnés dans la phase précédente.

La figure IV.16 suivante représente les réponses sismiques suivant les deux directions « X » et « Y ».

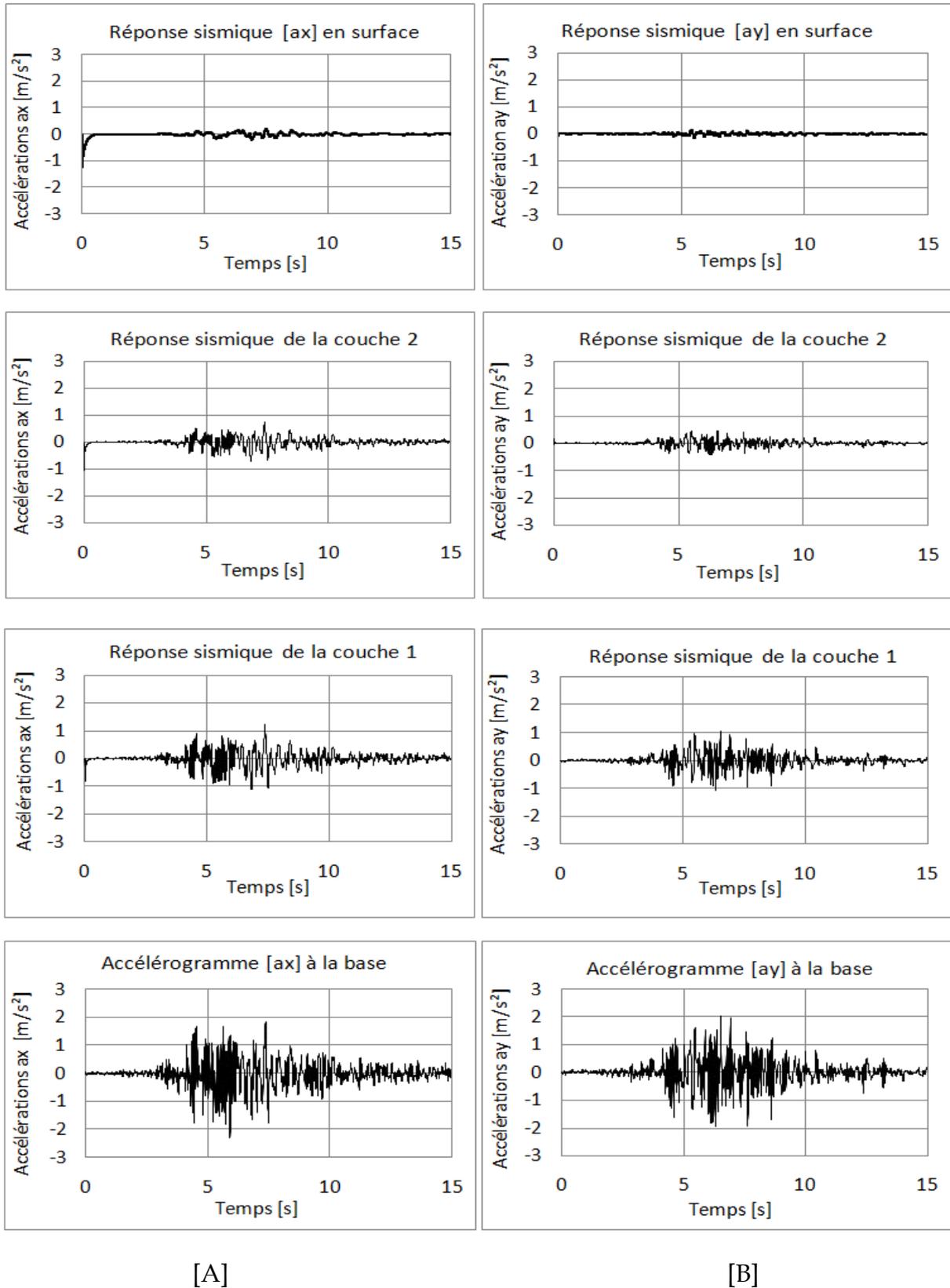


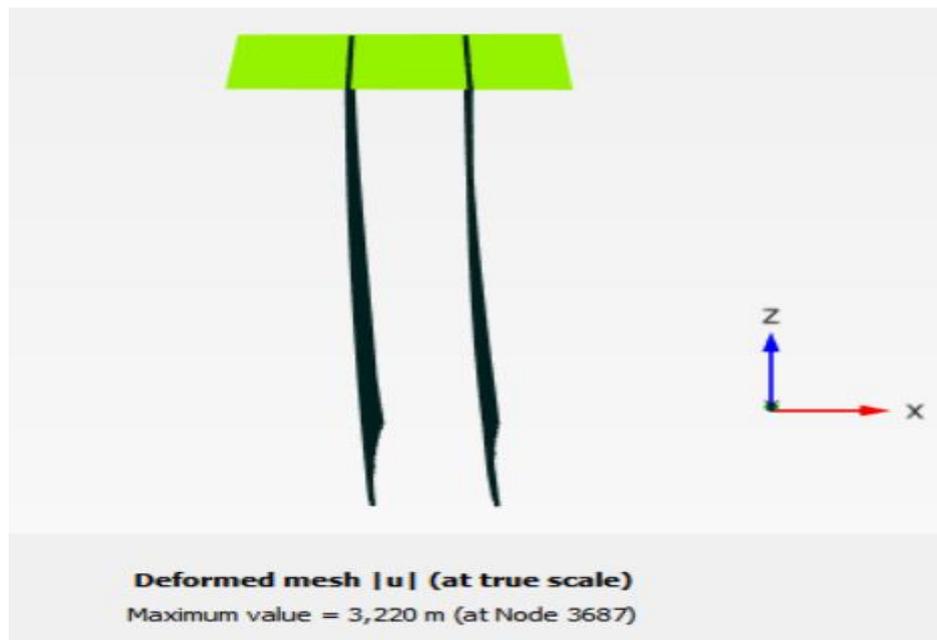
Figure IV. 16 . [A], réponses sismiques avec le modèle HSS des couches de sol suivant la direction X. [B], réponses sismiques avec le modèle HSS des couches de sol suivant la direction Y.

Les réponses sismiques des deux couches supérieures exhibent un comportement similaire à celui observé dans la partie précédente, obtenu en utilisant un modèle viscoélastique.

Les sols en place ont filtré les ondes sismiques de la même que ce qui est observé avec le modèle viscoélastique.

La diminution des déplacements des sols avec le modèle *hardening soil small* est due à l'amortissement hystérétique des sols auquel il est ajouté un amortissement visqueux initial. Ces deux amortissements jumelés font que les ondes sismiques sont amorties et limite de ce fait, les déplacements induits par le passage de la sollicitation dynamique. Cependant, le glissement des sols induit par la liquéfaction provoque la ruine totale de notre quai.

La figure IV.17 représente la déformation des pieux et de la plate-forme sous l'effet de la sollicitation sismique.



*Figure IV. 17 . Déformation des pieux et de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS.*

Les pieux fléchissent dans le même sens que le glissement des sols et la plate-forme suit le déplacement des pieux, ainsi elle se décolle du terre plein.

La figure IV.18 illustre le déplacement  $U_x$  de la plate forme estimé à 1.529m dans le sens du glissement des sols.



**Figure IV. 18 .** Déplacement  $U_x$  de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS.

Le tableau IV.6 ci-dessous rassemble les valeurs des déplacements suivant les trois directions de la plate forme du quai.

Déplacement maximal	$ U_x $	$ U_y $	$ U_z $	$ U $
Valeur (m)	1.529	0.04575	0.1483	1.534

**Tableau IV. 6 .** Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS

La figure IV.19 représente les déplacements  $U_x$  à échelle réelle des pieux étudiés après la sollicitation sismique et avec le modèle des sols durcissant hardening soil small.

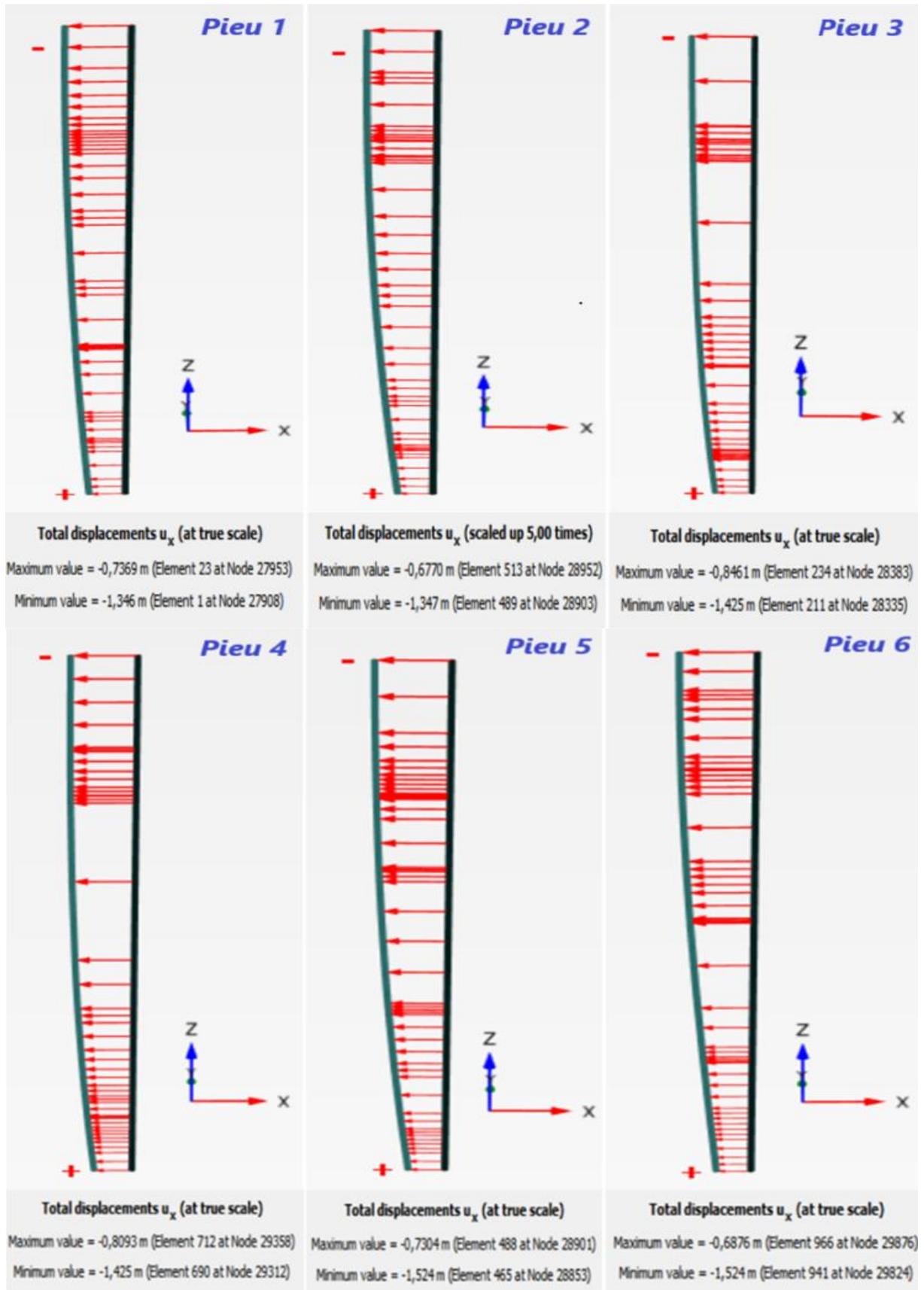


Figure IV. 19 . Déplacements  $U_x$  des pieux étudiés après la sollicitation sismique avec le modèle HSS.

Les valeurs des déplacements  $U_x$  dans les pieux avec le modèle hardening soil small sont réduites de plus de la moitié en comparaison aux valeurs obtenues dans les mêmes pieux avec le modèle viscoélastique.

Le tableau IV.7 synthétise les valeurs des déplacements totaux suivant les trois directions enregistrées dans les pieux étudiés.

	$U_x$ (m)	$U_y$ (m)	$U_z$ (m)	$U$ (m)
<i>Pieu 1</i>	1.346	0.06543	0.1179	<b>1.351</b>
<i>Pieu 2</i>	1.347	0.05792	0.1342	<b>1.153</b>
<i>Pieu 3</i>	1.425	0.01845	0.1363	<b>1.431</b>
<i>Pieu 4</i>	1.425	0.03331	0.1223	<b>1.430</b>
<i>Pieu 5</i>	1.524	0.07976	0.1135	<b>1.528</b>
<i>Pieu 6</i>	1.524	0.05780	0.1011	<b>1.528</b>

*Tableau IV. 7. Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux étudiés après sollicitation sismique avec le modèle HSS.*

Les déplacements suivant les deux axes « Y et Z » ne sont pas importants et n'excèdent pas les 1.4cm comparativement aux déplacements suivant l'axe « X » qui atteint les 1.53m.

Somme toute, les résultats obtenus dans cette phase de calcul dynamique avec le modèle hardening soil small qui considère un amortissement hystérétique associé à un amortissement visqueux initial des sols de  $\xi=0.5\%$ , indiquent que les sols sableux se liquéfient d'une manière quasi certaine affectant la stabilité de l'ouvrage.

### *Conclusion*

Les résultats de la modélisation dynamique de notre ouvrage révèlent que le quai ne résiste pas à la sollicitation sismique à laquelle nous l'avons soumis.

La sollicitation sismique provoque dans les sols de notre projet le phénomène dévastateur de la liquéfaction des sols qui cause le déséquilibre et la ruine des pieux et de la plate forme qui composent notre quai.

Le calcul dynamique avec les deux modèles de comportement viscoélastique et hardening soil small ont aboutis aux mêmes conclusions qui sont bien évidemment la ruine de l'ouvrage.

Le diamètre des pieux supportant la plate-forme est de 0.2m, ce dernier peut être l'une des causes de la ruine de notre quai. Nous allons donc effectuer dans un cinquième chapitre les calculs statiques et dynamiques, au moyen de la même sollicitation sismique et avec les deux modèles de comportement des sols précédents mais en augmentant le diamètre des pieux à 1m, comme première solution de prévention de la ruine de l'ouvrage.

### *Introduction*

Les résultats des calculs dynamiques réalisés sur le quai ont révélés que le phénomène de liquéfaction des sols provoque l'instabilité de notre quai sous sollicitation sismique.

Le traitement des sols liquéfiables composant l'assise de notre ouvrage est impératif. Plusieurs méthodes de réduction de la liquéfaction des sols existent, quelques unes ont été citées dans le Chapitre I. Dans notre cas, nous opterons, comme première solution, à améliorer la résistance de nos pieux en augmentant leur diamètre qui était initialement de 0.2m.

Le présent chapitre comportera les résultats de la modélisation statique et dynamique du quai en augmentant le diamètre des pieux à 1m. La première partie du chapitre exposera les résultats du calcul statique et la deuxième partie comportera les résultats des calculs dynamiques avec les deux lois de comportement viscoélastique et hardening soil small. Pour finir par une comparaison des résultats et une conclusion sur la méthode de confortement testée.

### 1- Modélisation statique du quai.

Cette modélisation consiste à analyser le comportement du quai sous son poids propre en augmentant le diamètre des pieux. Deux volets sont à considérer, le comportement des sols en place et le comportement de la structure (pieux et plate-forme) après construction du quai.

Les lois de comportement des sols et leurs paramètres, les conditions initiales, les conditions aux limites ainsi que le maillage du modèle, sont les mêmes que ceux adoptés dans le calcul statique exposé dans le Chapitre III, omis le diamètre des pieux qui est augmenté à  $\Phi=1\text{m}$ .

Les déformations du quai à grande échelle sont représentées sur la figure V.1 ci-dessous. On enregistre un léger fléchissement de la plate-forme provoqué par les déplacements des pieux.

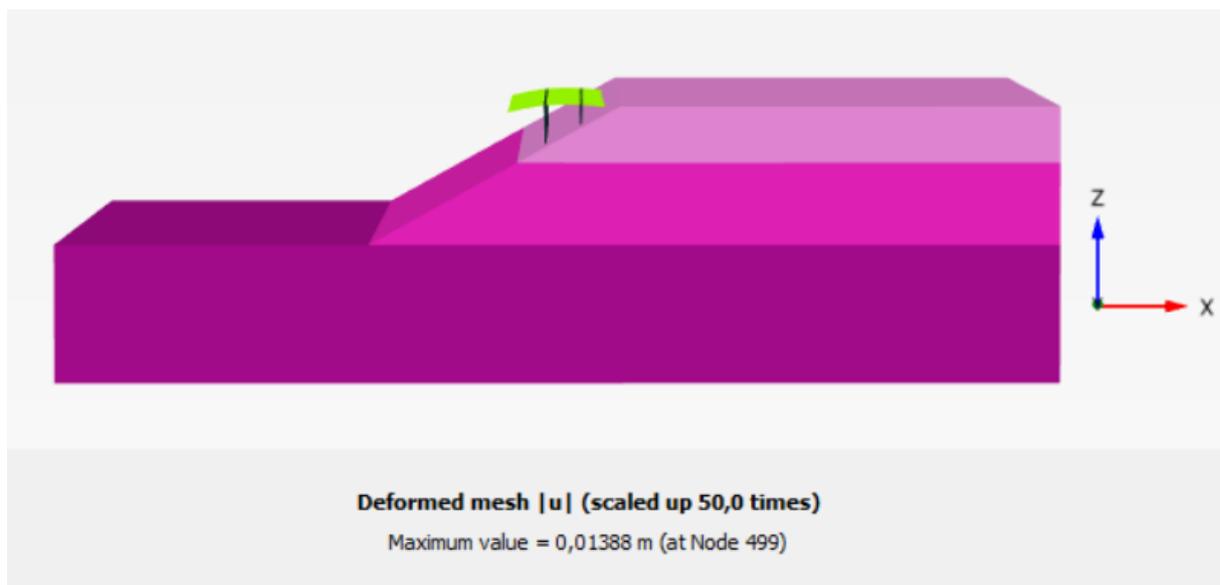


Figure V. 1. Déformation du quai après construction (diamètre des pieux  $\Phi=1\text{m}$ ).

Pour une meilleure visualisation des déplacements de la plate forme et des pieux, nous allons zoomer sur ces éléments de structure.

La figure V.2 représente le déplacement des pieux et de la plate-forme. On remarque que les files de pieux ont des déplacements similaires et travaillent en groupe et n'enregistrent pas de déplacement visibles.

On observe par contre que les deux rives de la plate-forme (dans le sens X) se déplacent dans la direction Z.

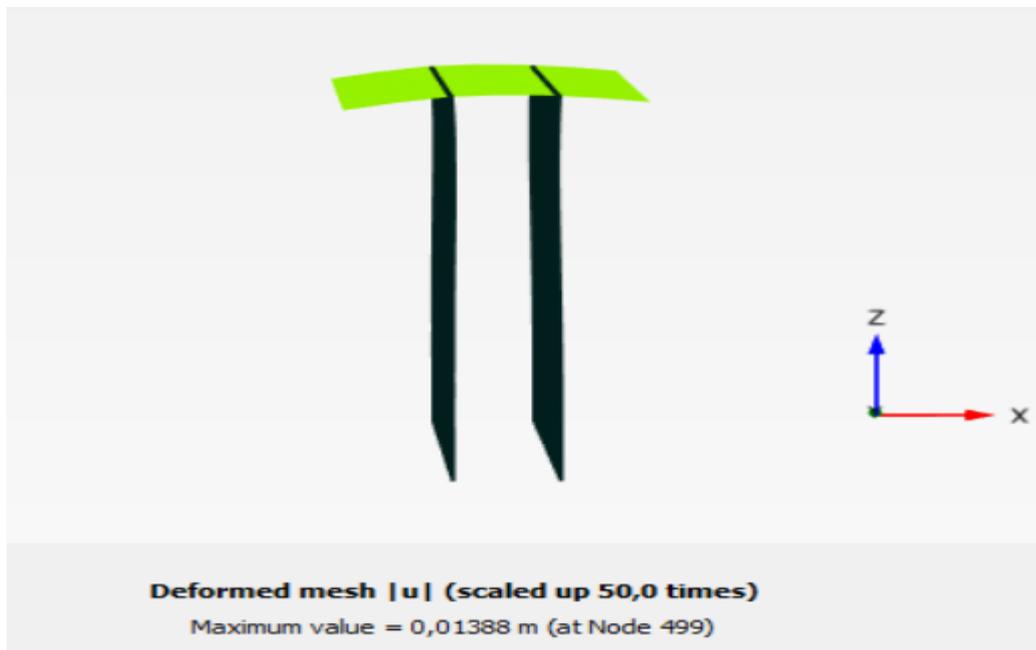


Figure V. 2 . Déformation des pieux de  $\Phi=1m$  et de la plate-forme à l'état statique.

- Déplacements des sols en place.

La figure V.3 indique le déplacement suivant « X ». La partie en pente est toujours la plus susceptible de se déformer.

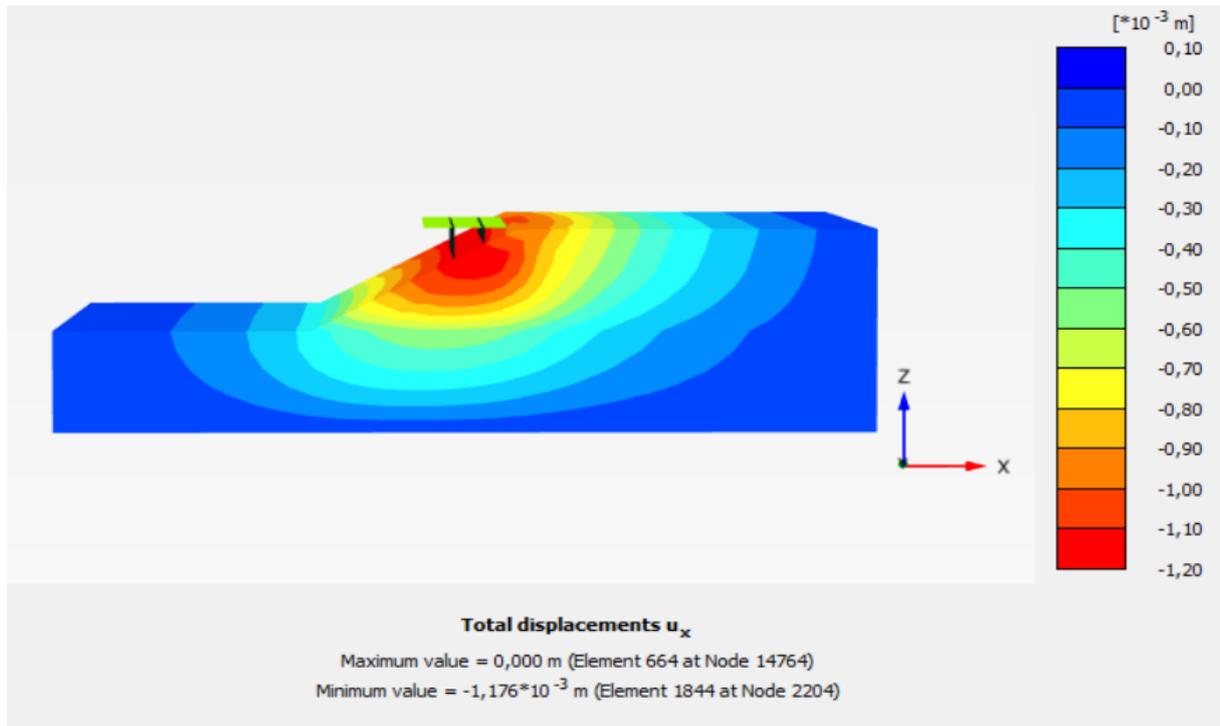


Figure V. 3 . Déplacement  $U_x$  des sols après construction du quai (pieux de  $\Phi=1m$ ).

La valeur du déplacement  $U_x$  enregistrée après construction du quai est de l'ordre de quelques millimètres (-1.176 mm, le signe négatif correspond à la direction du déplacement) donc les sols en place après construction du quai sont stables.

- **Déplacement des éléments du quai.**

La dalle en béton est sollicitée en flexion et enregistre un déplacement localisé au niveau des rives de la dalle suivant la direction Z «  $U_z$  » d'une valeur de 1.138 cm représenté sur la figure V.4 ci-dessous.

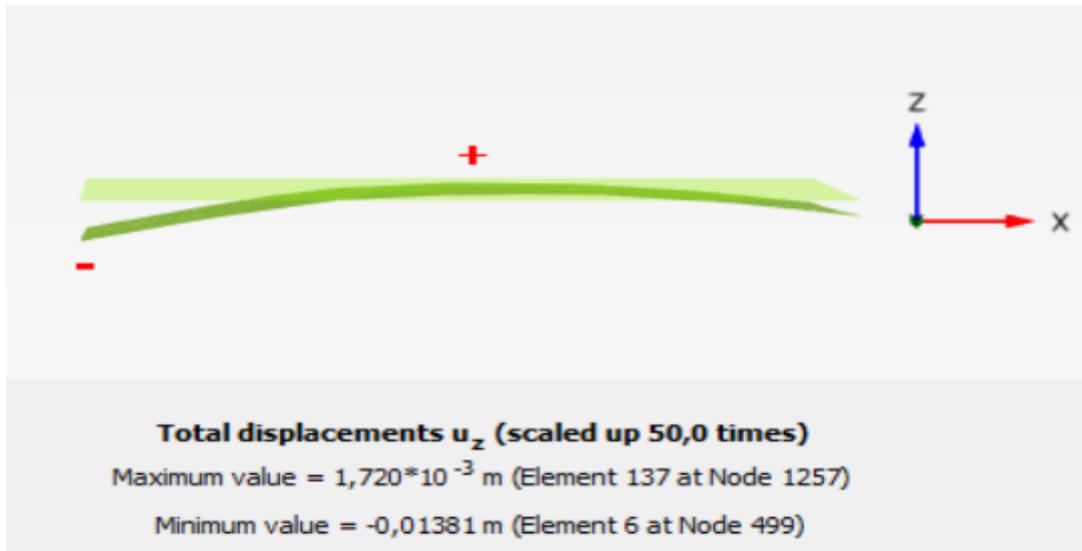


Figure V. 4 . Déplacement  $U_z$  de la plate-forme (pieux de  $\Phi=1m$ ).

Le tableau V.1 ci-dessous résume les déplacements de la plate-forme suivant les trois directions et leur résultante.

Déplacement maximal	$ U_x $	$ U_y $	$ U_z $	$ U $
Valeur (m)	$1.410 \times 10^{-3}$	$0.1347 \times 10^{-3}$	0.01381	0.01388

Tableau V. 1 . Déplacements suivant les trois directions de la plate-forme à l'état statique (pieux de  $\Phi=1m$ ).

Les déplacements  $U_x$  et  $U_y$  n'excèdent pas les 1.41 mm comparativement au déplacement  $U_z$  qui est de 1.38mm.

Nous allons nous intéresser aux déplacements suivant les trois directions aux mêmes pieux étudiés dans les calculs précédents.

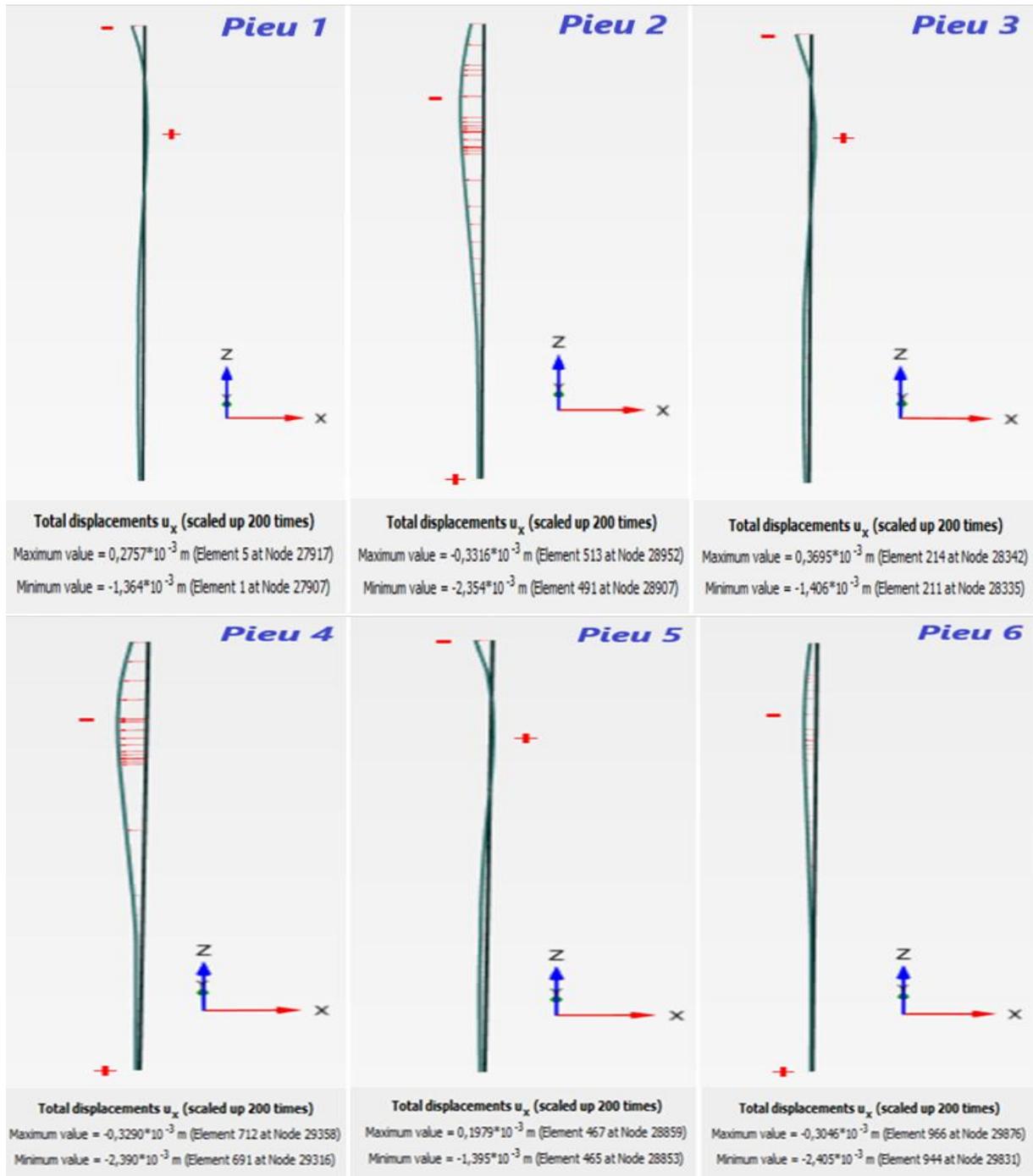


Figure V. 5. Déplacements  $U_x$  des pieux de  $\Phi=1m$  étudiés à l'état statique.

Les déplacements  $U_x$  au niveau des six pieux illustrés sur la figure V.5 varient entre 1 et 2.5 mm enregistrés dans le sens négatif, soit dans la même direction que le déplacement  $U_x$  des sols en place. Ces déplacements sont très petits et négligeables.

Les pieux appartenant à la même file (pieux 1, 3, 5 appartiennent à la file extérieure et les pieux 2, 4, 6 à la file intérieure) ont enregistré des déplacements similaires avec des valeurs approximativement égales.

Les déplacements  $U_y$  des pieux sont très rapprochés et n'excèdent pas les 1.5mm, des valeurs qui restent négligeables et insignifiantes. La figure V.6 illustre les déplacements  $U_y$  des pieux étudiés.

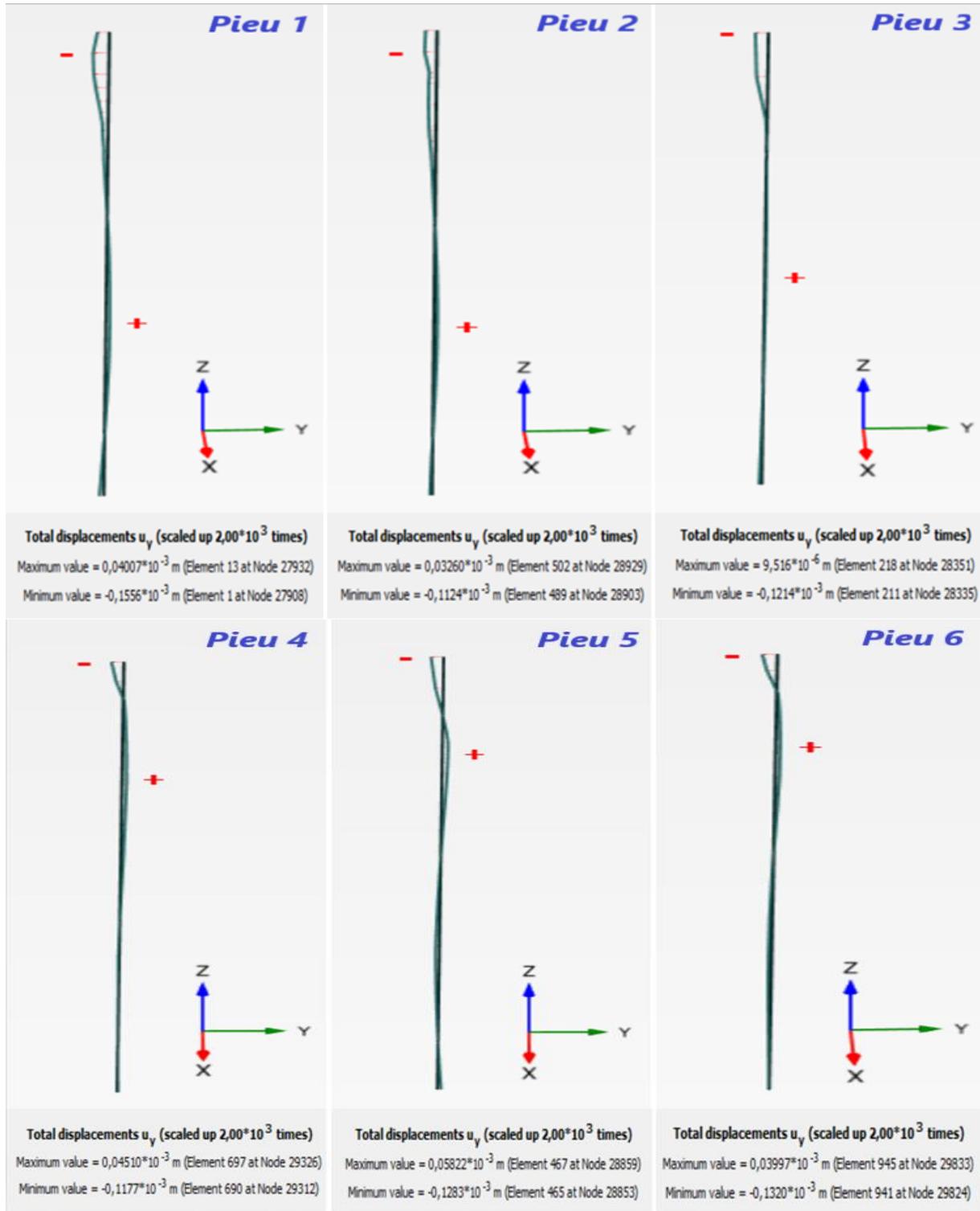


Figure V. 6. Déplacements  $U_y$  des pieux de  $\Phi=1m$  étudiés à l'état statique.

Les résultats des déplacements  $U_z$  obtenus sont différents d'un pieu à l'autre, certains subissent des tassements, d'autre enregistrent des soulèvements mais les valeurs de ces déplacements restent très petites et négligeable. Voir figure V.7.

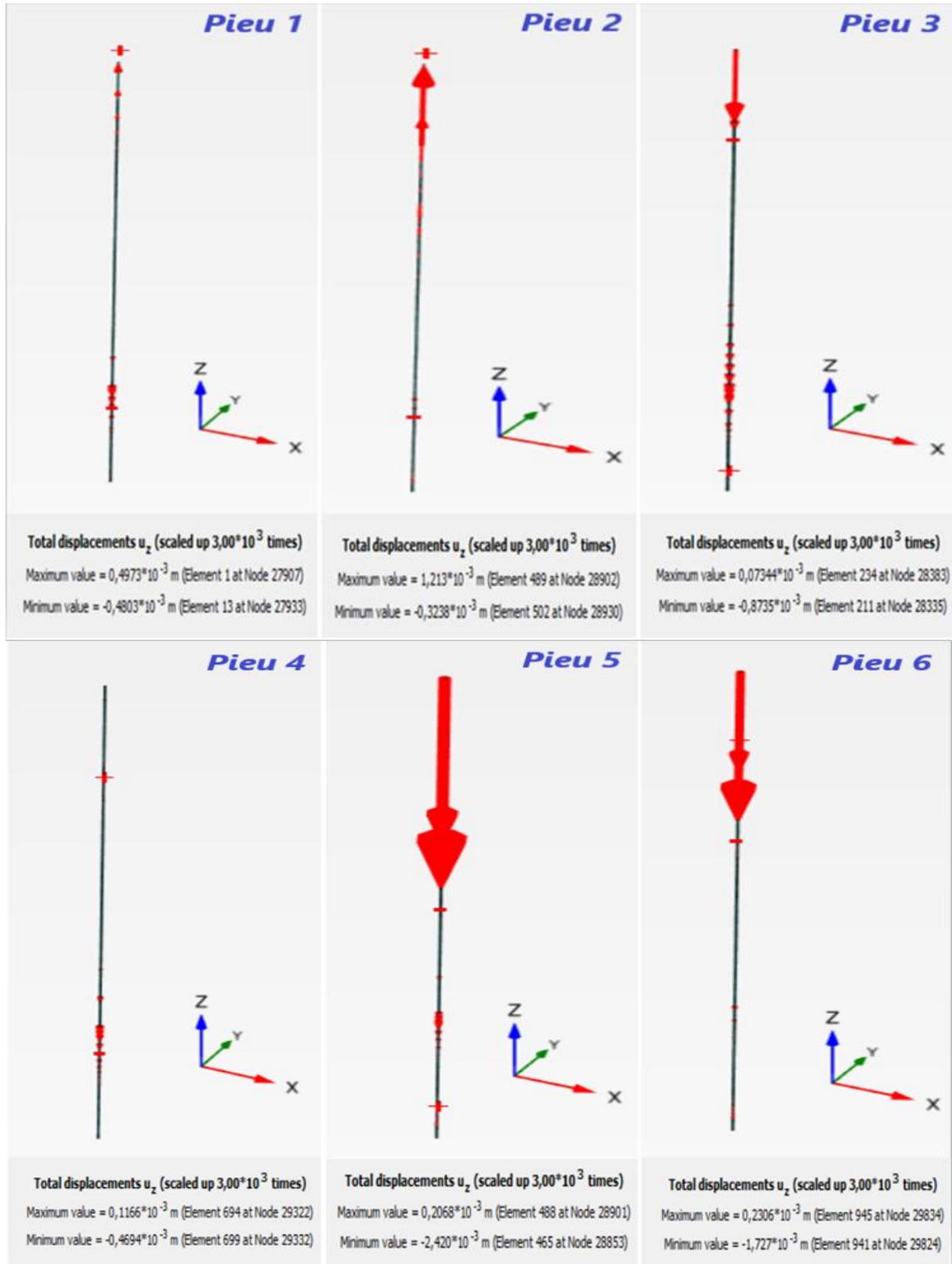


Figure V. 7. Déplacements  $U_z$  des pieux  $\Phi=1m$  étudiés à l'état statique.

Les résultats des déplacements  $U_z$  obtenus sont différents d'un pieu à l'autre, certains subissent des tassements, d'autres enregistrent des soulèvements mais les valeurs de ces déplacements restent très petites et négligeables.

Le tableau V.2 suivant récapitule les résultats des déplacements enregistrés dans les six pieux étudiés.

	$U_x (m)$	$U_y (m)$	$U_z (m)$	$U (m)$
<b>Pieu 1</b>	$1.364 \times 10^{-3}$	$0.1556 \times 10^{-3}$	$0.4973 \times 10^{-3}$	<b><math>1.456 \times 10^{-3}</math></b>
<b>Pieu 2</b>	$2.354 \times 10^{-3}$	$0.1124 \times 10^{-3}$	$1.213 \times 10^{-3}$	<b><math>2.364 \times 10^{-3}</math></b>
<b>Pieu 3</b>	$1.406 \times 10^{-3}$	$0.1214 \times 10^{-3}$	$0.8735 \times 10^{-3}$	<b><math>1.660 \times 10^{-3}</math></b>
<b>Pieu 4</b>	$2.390 \times 10^{-3}$	$0.1177 \times 10^{-3}$	$0.4694 \times 10^{-3}$	<b><math>2.393 \times 10^{-3}</math></b>
<b>Pieu 5</b>	$1.395 \times 10^{-3}$	$0.1283 \times 10^{-3}$	$2.420 \times 10^{-3}$	<b><math>2.769 \times 10^{-3}</math></b>
<b>Pieu 6</b>	$2.405 \times 10^{-3}$	$0.1320 \times 10^{-3}$	$1.727 \times 10^{-3}$	<b><math>2.414 \times 10^{-3}</math></b>

*Tableau V. 2. Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux de  $\Phi=1$  m étudiés à l'état statique.*

Contrairement aux résultats obtenus à l'état statique avec des pieux de diamètre égal à 0.2m qui ont enregistrés des déplacements maximaux dans la direction Z (tassements), les pieux de diamètre de 1m à l'état statique ont des déplacements maximaux dans la direction X.

Compte tenu des résultats obtenus à l'état statique, on peut dire que les déplacements des 38 pieux et de la plate-forme de notre quai restent négligeables au regard des dimensions de ces éléments.

### **Conclusion partielle**

Notre quai après construction est stable. Les sols accueillant l'ouvrage supportent ce dernier d'une manière satisfaisante et ne subissent pas de déformations excessives. Les pieux et la plate-forme qui composent le quai sont stables à l'état statique.

## 2- Modélisation dynamique du quai avec le modèle viscoélastique.

Dans cette partie, nous allons effectuer le même calcul dynamique réalisé dans le chapitre IV avec un diamètre des pieux de  $\Phi=1\text{m}$ .

Les caractéristiques des sols en place et de la sollicitation sismique adoptée ainsi que les frontières absorbantes appliquées lors du premier calcul dynamique en viscoélastique et le temps dynamique qui se limite à 15 secondes, sont les mêmes à considérer dans ce calcul en réinitialisant les déplacements à zéro.

A la fin du calcul, nous avons obtenu la déformation du quai représenté sur la figure V.8 ci-après

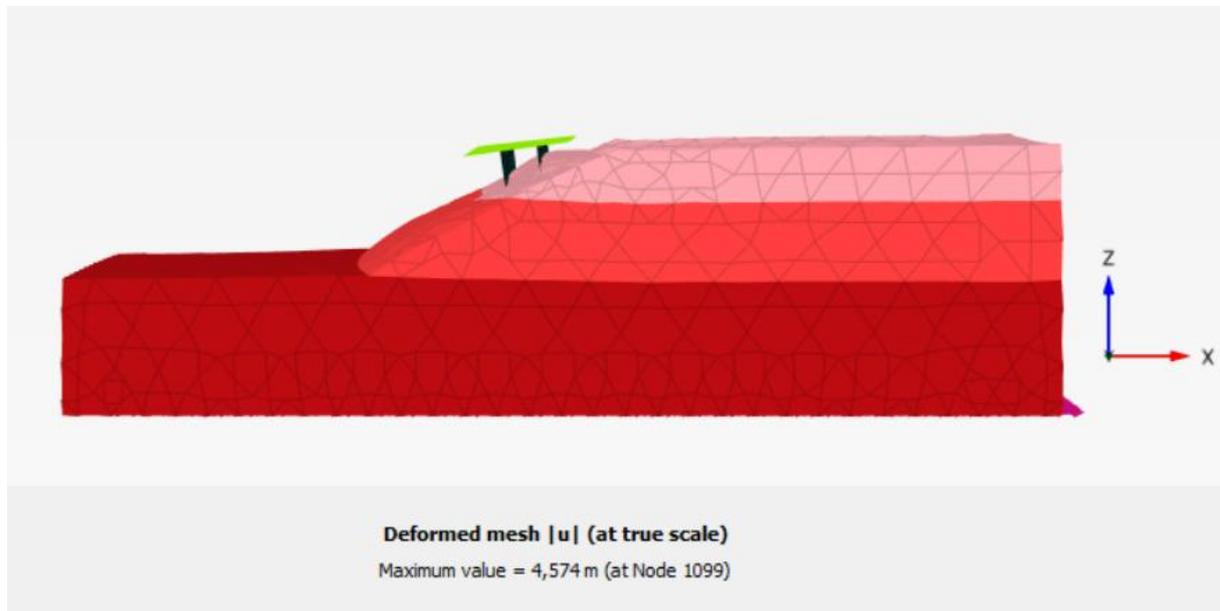
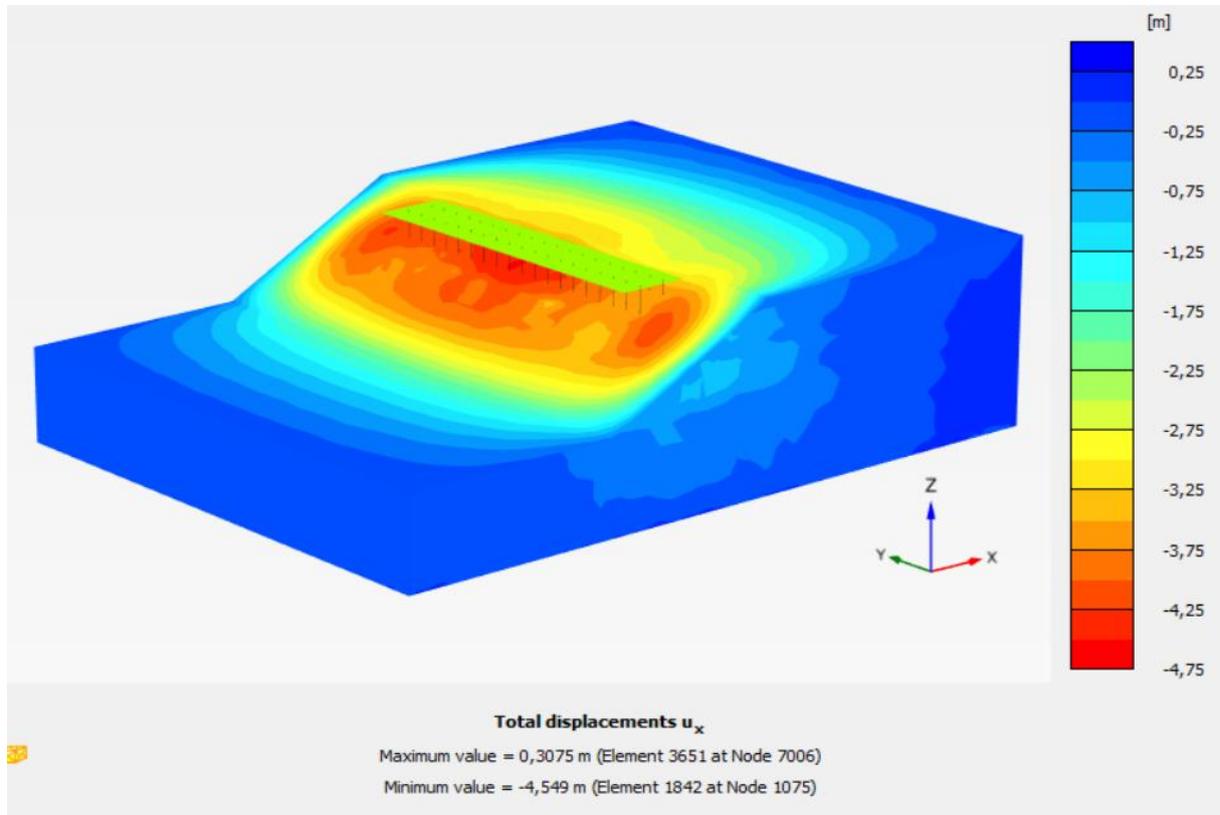


Figure V. 8. Déformation du quai après sollicitation sismique en viscoélastique (pieux  $\Phi=1\text{m}$ )

Notre quai a subi d'importants déplacements localisés au niveau de la pente qui ont engendrés un glissement des deux couches de sols supérieures qui, sans doute se sont liquéfiées causant le renversement de la plate forme de l'ouvrage.

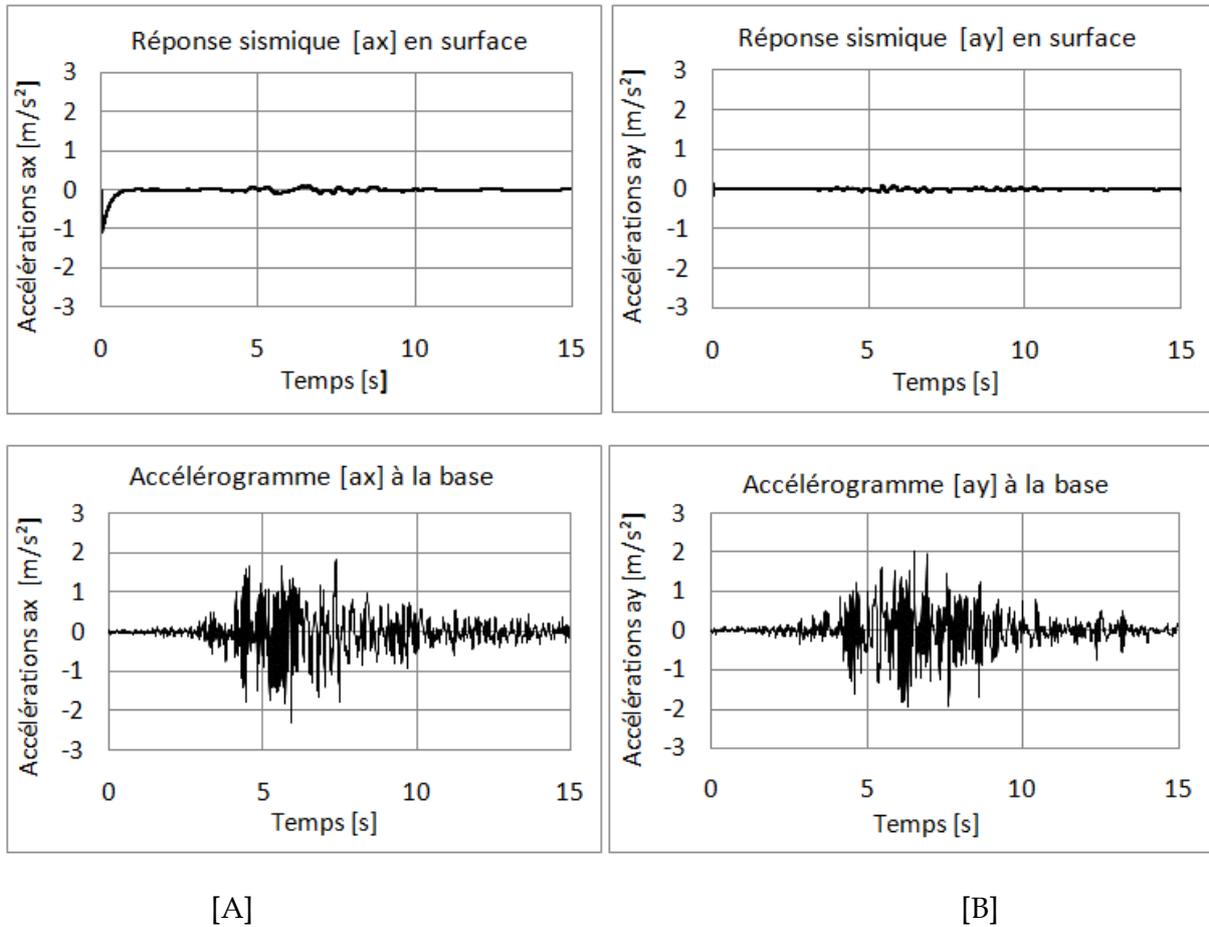
A travers la figure V.9 qui représente le déplacement  $U_x$  des sols en places à l'état dynamique, nous pouvons voir la partie des sols qui enregistre le déplacement maximal qui est de 4.549m.



*Figure V. 9. Déplacement  $U_x$  des sols après sollicitation sismique en viscoélastique (pieux  $\Phi=1m$ )*

La cause principale du glissement des deux couches supérieures de sable limoneux qui s'est produit dans notre ouvrage est le phénomène de liquéfaction.

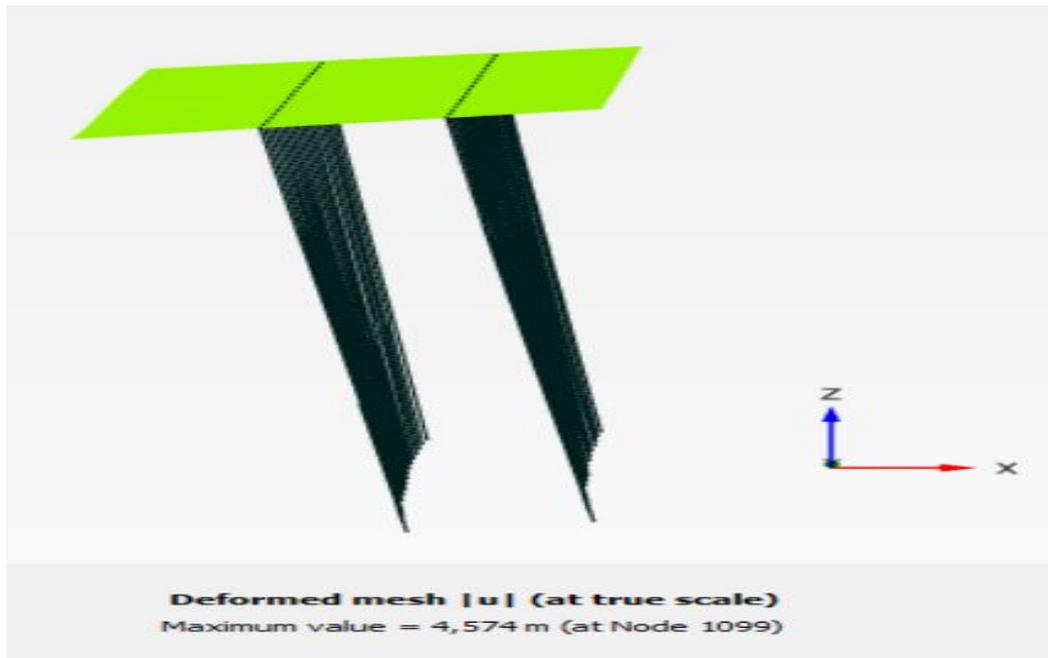
La figure V.10 ci-dessous représente les deux accélérogrammes  $a_x$  et  $a_y$  introduit initialement à la base de la dernière couche de sol et les réponses sismiques récupérées en surface de la première couche.



**Figure V. 10.** [A], réponse sismique suivant la direction X à la surface des sols en viscoélastique. [B], réponses sismiques suivant la direction Y à la surface des sols en viscoélastique (Pieux de  $\Phi=1m$ ).

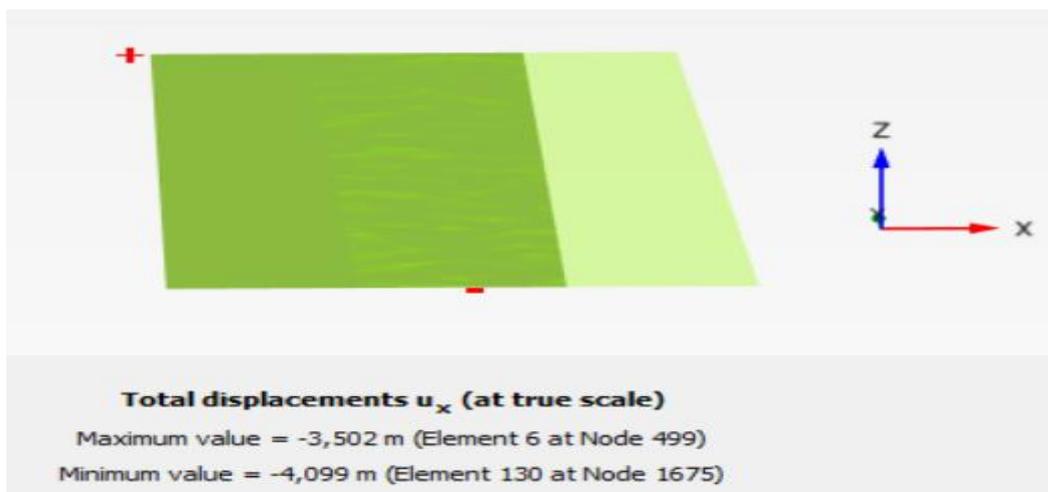
Les réponses sismiques récupérées en surface indiquent que les ondes sismiques ont été filtrées, ce qui indique un comportement liquide des sols.

La figure V.11 illustre la déformation des pieux et de la plate forme après la sollicitation dynamique. On rappelle que les ceux élément se sont inclinés et ont tendance à se renverser. Ces déplacements sont différents de ceux enregistrés avec le diamètre des pieux de 0.2m sous les mêmes conditions.



**Figure V. 11.** Déformation des pieux de  $\Phi=1\text{m}$  et de la plate-forme après sollicitation sismique en viscoélastique.

La figure VI.12 ci-dessous représente le déplacement suivant la direction X de la plate-forme qui est évalué à 4.099m avec le signe négatif qui indique le sens du déplacement qui se fait dans la même direction que le glissement des sols. Ce déplacement  $U_x$  est important et représente près de la moitié de la dimension de plate forme suivant le même axe qui est de  $X=9\text{m}$ .



**Figure V. 12.** Déplacement  $U_x$  de la plate-forme sous sollicitation sismique en viscoélastique (pieux de  $\Phi=1\text{m}$ ).

Le tableau V.3 suivant synthétise les valeurs des déplacements de la plate-forme obtenues dans les trois directions et la valeur de la résultante des trois déplacements.

Déplacement maximal	$ U_x $	$ U_y $	$ U_z $	$ U $
Valeur (m)	4.099	0.08899	1.013	4.213

**Tableau V. 3.** *Récapitulatif des déplacements de la plate-forme suivant les trois directions sous sollicitation sismique en viscoélastique (pieux de  $\Phi=1m$ )*

Sur la figure V.13 sont représentés les déplacements  $U_x$  suivant la direction X des six pieux sélectionnés dans les calculs précédents.

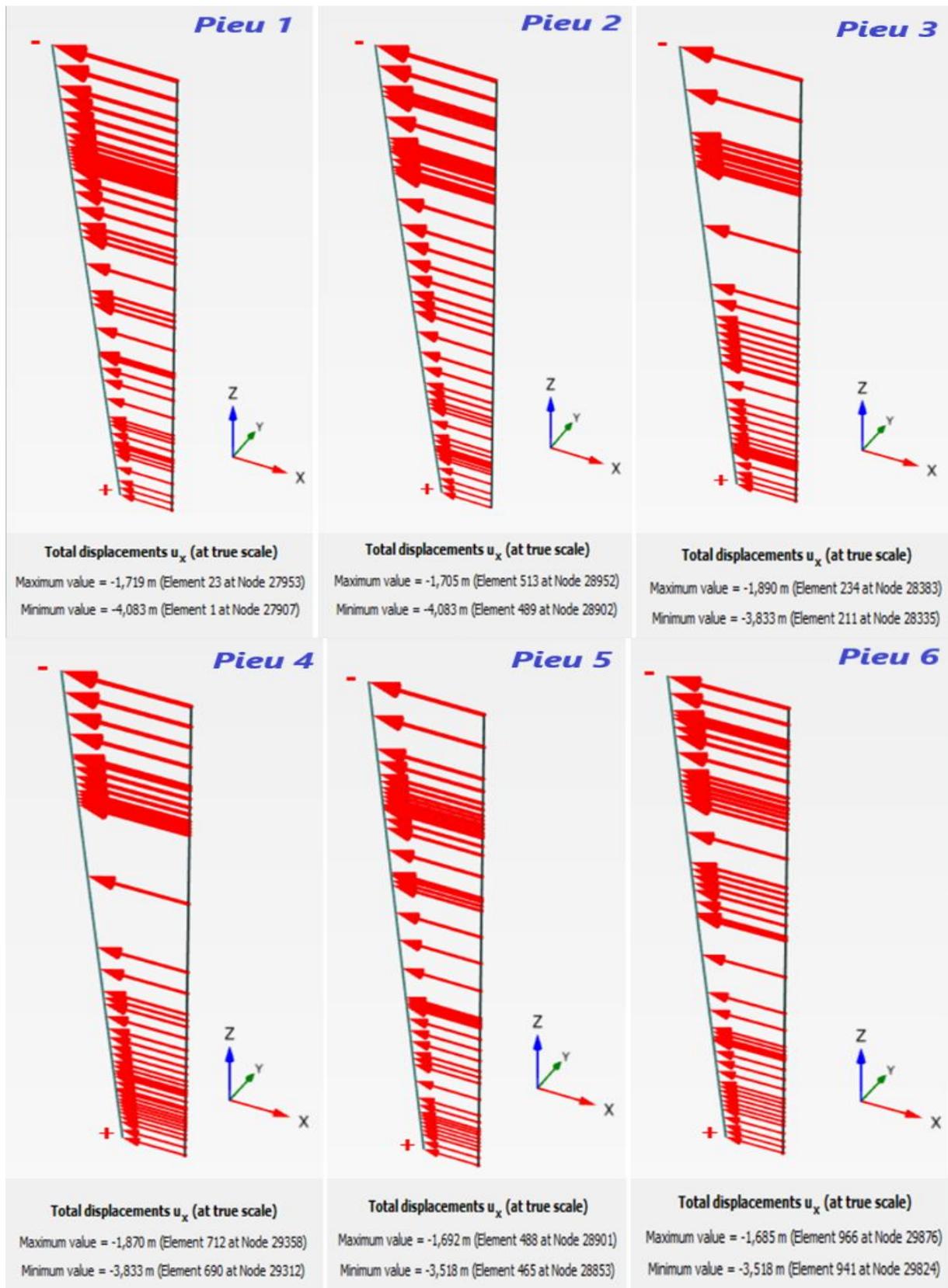


Figure V. 13. Déplacements  $U_x$  des pieux de  $\Phi=1m$  étudiés sous sollicitation sismique en viscoélastique.

On remarque que les pieux 1 et 2 (de rive), 3 et 4 (au centre), 5 et 6 (de rive) ont enregistré les mêmes valeurs de déplacement. Ces valeurs identiques nous indique que les deux files de pieux travaillent en groupe mais enregistrent des déplacements excessifs qui nous mène à une conclusion, celle de la ruine totale de notre ouvrage.

Les déplacements des pieux suivant les directions Y et Z ne sont pas très important comparativement au déplacement Uz. Le tableau V.4 qui suit récapitule des résultats des déplacements Ux, Uy, Uz obtenus dans les six pieux et leur résultante U.

	<b>Ux (m)</b>	<b>Uy (m)</b>	<b>Uz (m)</b>	<b>U (m)</b>
<b>Pieu 1</b>	4.083	0.07064	0.5534	<b>4.121</b>
<b>Pieu 2</b>	4.083	0.01004	0.1476	<b>4.086</b>
<b>Pieu 3</b>	3.833	0.5293	0.5595	<b>3.873</b>
<b>Pieu 4</b>	3.833	0.01515	0.1992	<b>3.838</b>
<b>Pieu 5</b>	3.518	0.07807	0.5294	<b>3.557</b>
<b>Pieu 6</b>	3.518	$9.081 \times 10^{-3}$	0.1997	<b>3.523</b>

**Tableau V. 4.** Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux de  $\Phi=1m$  sous sollicitation sismique en viscoélastique.

### **Conclusion partielle.**

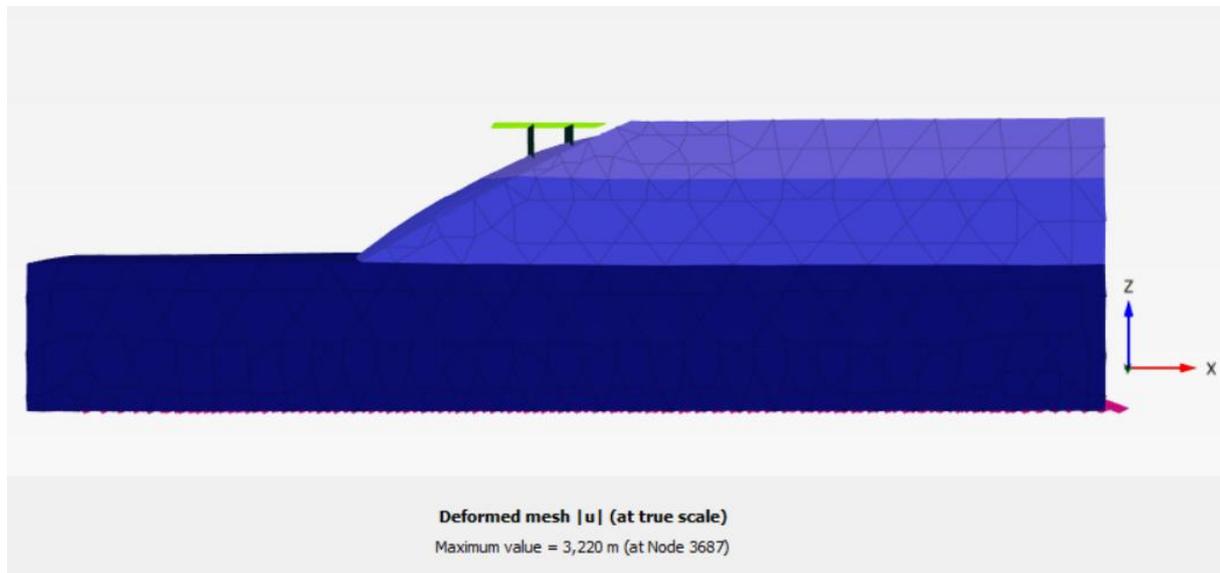
Les résultats obtenus dans ce calcul dynamique avec un diamètre des pieux égal à 1 m ne sont pas satisfaisants. Incontestablement, les déplacements des sols et de la structure du quai sont excessifs. On constate alors à travers les réponses sismiques des couches de sols en place que le phénomène de liquéfaction se produit de la même manière que dans le calcul dynamique en viscoélastique avec le diamètre des pieux égal à 0.2m.

### 3- Modélisation dynamique du quai sur pieux avec le modèle *hardening soil small*.

Cette phase de modélisation dynamique est exécutée en adoptant la loi de comportement *hardening soil small* (expliqué dans le chapitre IV).

Les paramètres de ce modèle de comportement et les caractéristiques des sols ont été énoncé dans le calcul dynamique avec le modèle HSS effectué dans le chapitre IV. Quant aux conditions de frontières et le chargement dynamique employé, il reste inchangé.

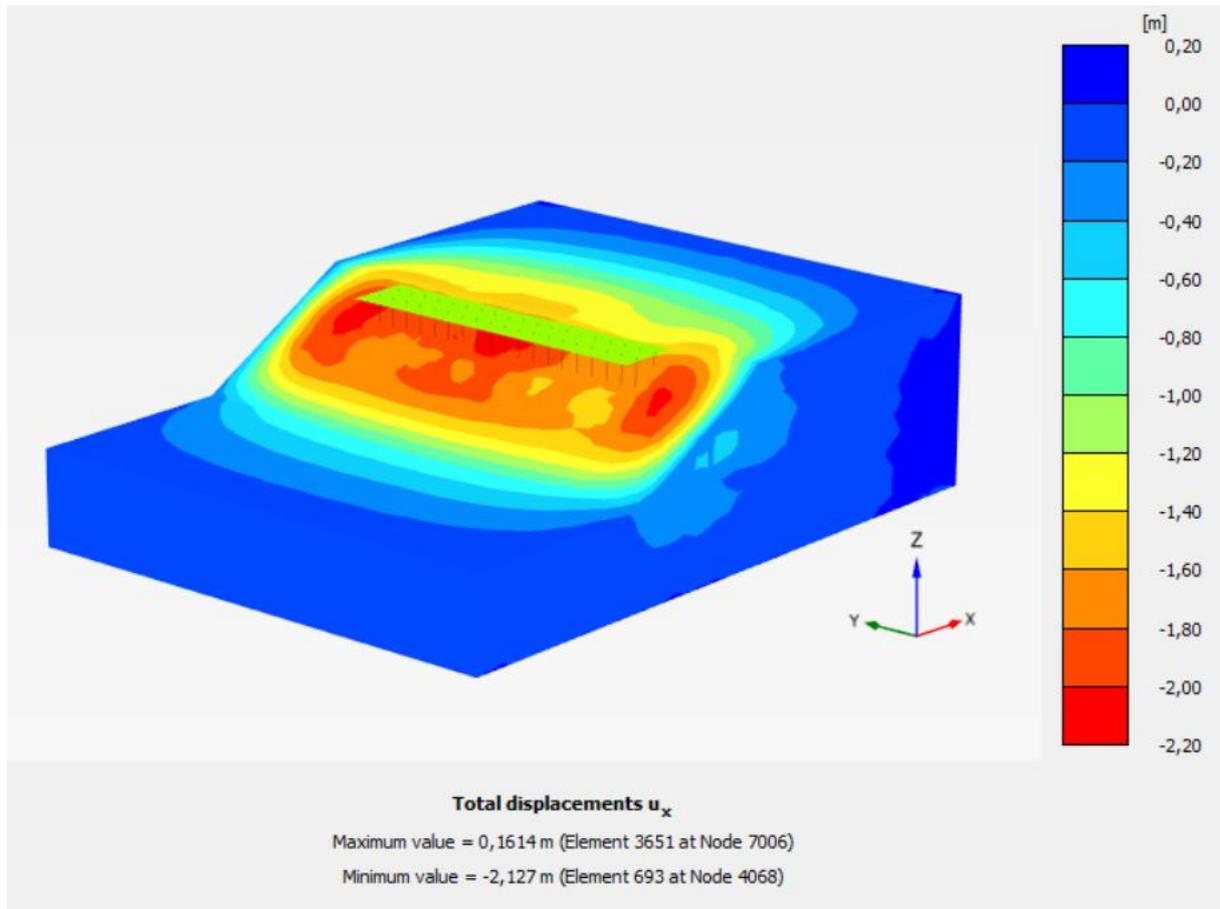
Les déformations du quai enregistrées à la fin du calcul sont illustrées dans la figure V.14 suivante.



**Figure V. 14.** Déformations du quai sous sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de  $\Phi=1m$ ).

On distingue à travers la figure V.14 que les sols en pente se déplacent dans la direction X en formant un ventre emportant avec eux les pieux et la plate forme qui se décolle du terre plein.

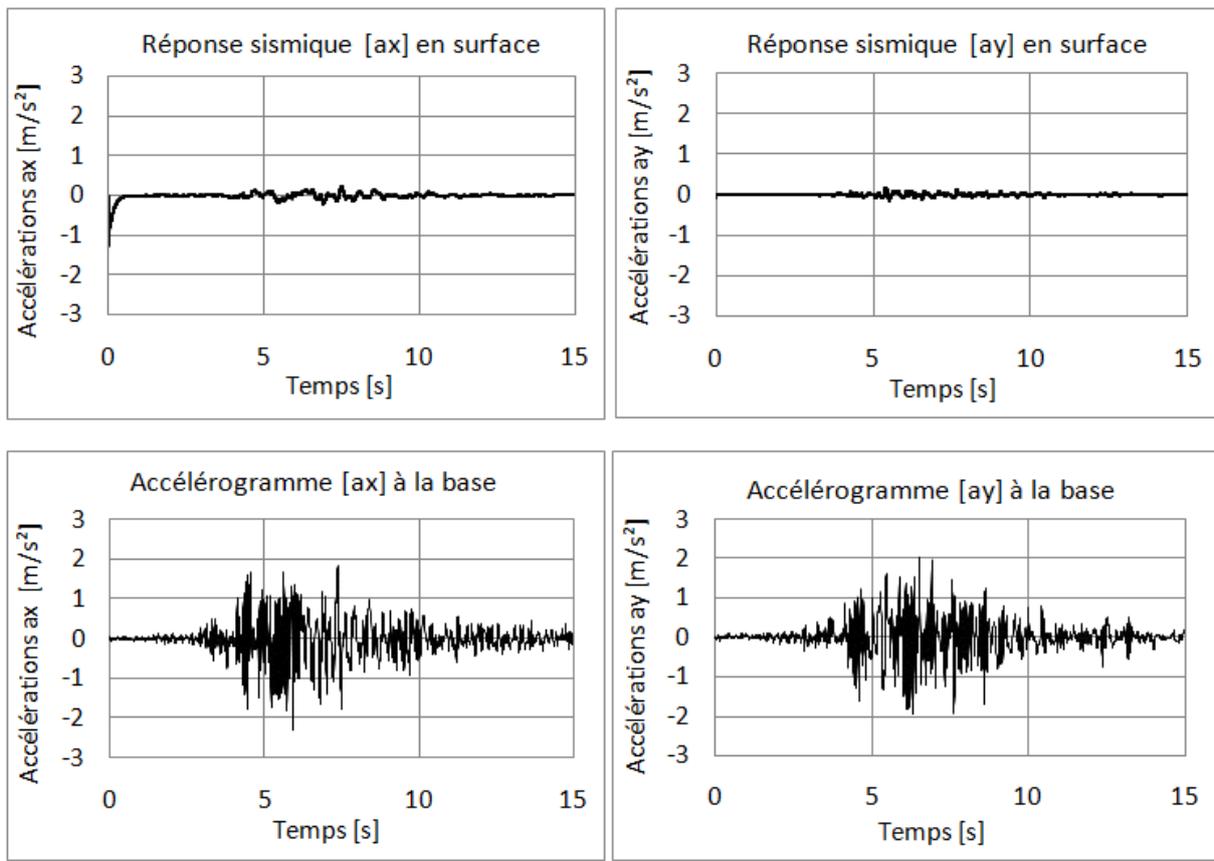
Le déplacement  $U_x$  des sols s'apparente à un glissement localisé au niveau des deux couches supérieures se trouvant en pente. Ce déplacement est évalué à  $-2.127m$  (signe négatif indique la direction du glissement) et illustré sur la figure V.15.



**Figure V. 15.** Déplacement  $U_x$  des sols après sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de  $\Phi=1m$ ).

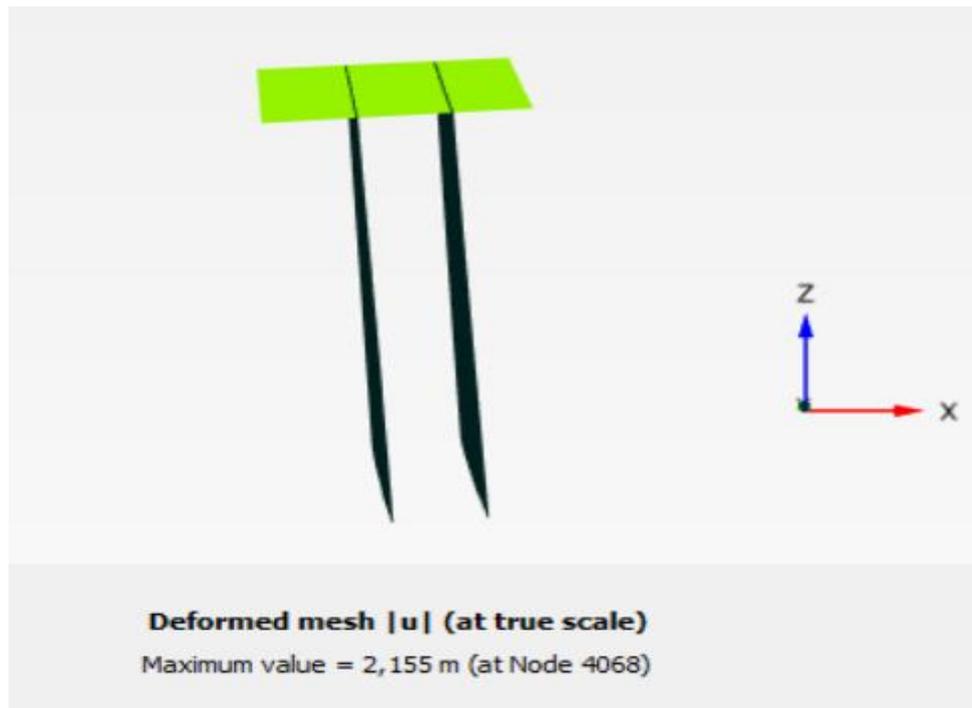
Le déplacement des sols avec le modèle HSS a diminué de près de la moitié de la valeur enregistré avec le modèle viscoélastique. Cette diminution est due à l'amortissement hystérétique développé avec le modèle HSS ajouté à l'amortissement visqueux introduit initialement.

Le glissement des sols constituant l'assise de notre quai est dû au phénomène de liquéfaction qui s'est produit dans les deux couches supérieures de sables limoneux. Un phénomène observé également dans le calcul dynamique avec la loi viscoélastique et qui peut être visible à travers la figure V.16 qui comporte les réponses sismiques suivant les directions X et Y récupérées en surface de la première couche.



**Figure V. 16.** [A], réponse sismique suivant la direction X à la surface des sols avec le modèle HSS.  
[B], réponses sismiques suivant la direction Y à la surface des sols avec le modèle HSS (pieux de  $\Phi=1m$ )

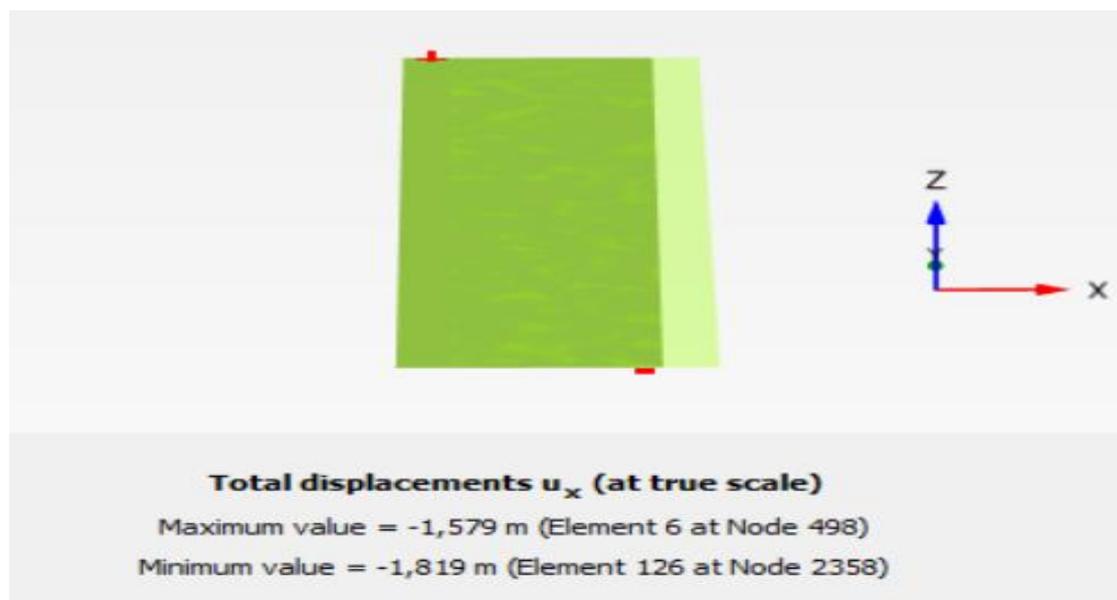
La déformation des pieux et de la plate-forme est illustrée sur la figure V.17 ci-dessous.



**Figure V. 17.** Déformation des pieux de  $\Phi=1\text{m}$  et de la plate-forme sous sollicitation sismique avec le modèle HSS.

Il est remarquable que les pieux et la plate-forme se sont inclinés dans la direction X avec une valeur maximale de 2.155m.

La figure V.18 qui suit indique le déplacement  $U_x$  à échelle réelle de la plate-forme.



**Figure V. 18.** Déplacement  $U_x$  de la plate-forme après sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de  $\Phi=1m$ ).

Les déplacements  $U_y$  et  $U_z$  de la plate-forme sont moins importants que la valeur du déplacement  $U_x$  et sont mentionnées sur le tableau V.5.

Déplacement maximal	$ U_x $	$ U_y $	$ U_z $	$ U $
Valeur (m)	1.819	0.04550	0.4795	1.877

**Tableau V. 5.** Déplacements de la plate-forme suivant les trois directions sous sollicitation sismique avec le modèle HSS (pieux de  $\varphi=1m$ )

Le déplacement enregistré au niveau de la plate-forme est causé par le déplacement des pieux suivant la direction X. La figure V.19 illustre le déplacement  $U_x$  des six pieux sélectionnés auparavant.

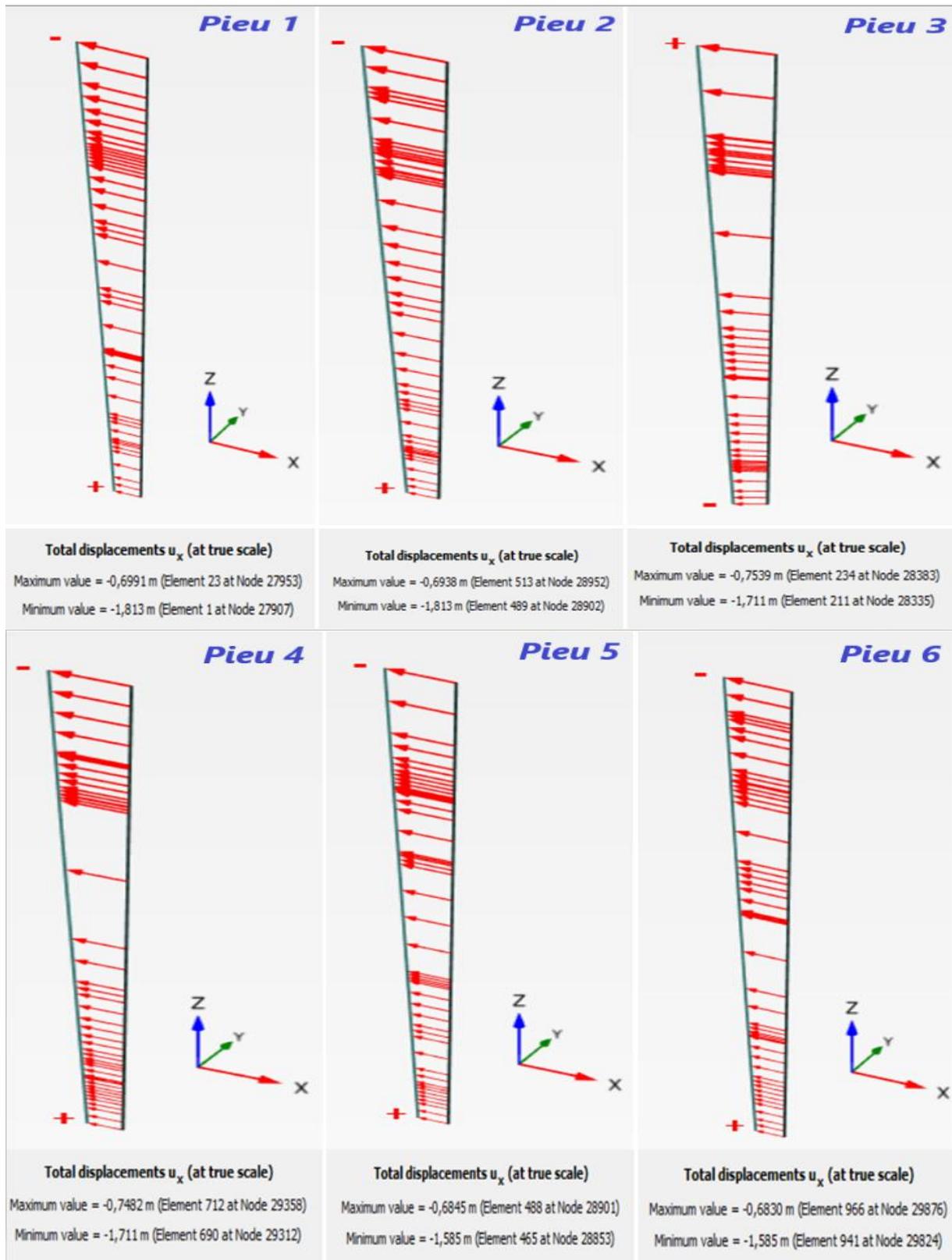


Figure V. 19. Déplacements  $U_x$  des pieux de  $\Phi=1m$  sous sollicitation sismique avec le modèle HSS.

Les déplacements des pieux suivant les directions Y et Z ont enregistré des valeurs moins importantes en comparaison aux valeurs du déplacement  $U_x$ . Celles-ci sont mentionnées sur le tableau V.6 suivant.

	$U_x (m)$	$U_y (m)$	$U_z (m)$	$U (m)$
<b>Pieu 1</b>	1.813	0.02648	0.2568	<b>1.831</b>
<b>Pieu 2</b>	1.813	$7.495 \times 10^{-3}$	0.05898	<b>1.814</b>
<b>Pieu 3</b>	1.711	0.03063	0.2541	<b>1.730</b>
<b>Pieu 4</b>	1.711	$7.692 \times 10^{-3}$	0.08245	<b>1.713</b>
<b>Pieu 5</b>	1.585	0.0263	0.2460	<b>1.604</b>
<b>Pieu 6</b>	1.585	$7.456 \times 10^{-3}$	0.08159	<b>1.587</b>

**Tableau V. 6.** Récapitulatif des déplacements suivant les trois directions des pieux de  $\varphi=1m$  sous sollicitation sismique avec le modèle HSS.

Compte tenu des résultats des déplacements  $U_x$  dans les pieux, on constate que les valeurs de ces derniers correspondent au déplacement  $U_x$  de la plate-forme et varient entre 1.55 et 1.82m, ceci dit, ces déplacements sont excessifs et induise la ruine de notre ouvrage.

### Conclusion partielle.

Les résultats de ce calcul dynamique au moyen de la loi HSS avec un diamètre des pieux de 1m sont insatisfaisants. Les sols accueillant l'ouvrage subissent une liquéfaction des sols visible à travers les réponses sismiques en surfaces du sol et des déplacements que le quai a subis durant le chargement.

### *Conclusion.*

L'amélioration de la résistance de notre quai en augmentant le diamètre des pieux de 5 fois leur diamètre initial n'est pas une solution à envisager dans notre cas.

Les réponses sismiques récupérées en surface dans les deux directions X et Y à la fin du chargement dynamique au moyen des deux lois de comportement viscoélastique et hardening soil small, indiquent que le phénomène destructeur de la liquéfaction est présent dans les sols en place composant l'assise du quai, particulièrement, dans les deux couches supérieures de sable limoneux, dès l'apparition des premières ondes sismiques.

Les résultats d'analyses dynamiques révèlent aussi que la liquéfaction des sols en place induit inévitablement des déplacements excessifs dans les pieux provoquant la destruction totale du quai et ce quelque soit le diamètre des pieux.

Il y a lieu donc, d'envisager une autre méthode de confortement par densification des sols susceptibles de se liquéfier. On propose par exemple de réaliser des colonnes ballastées par vibro-flottation qui est un bon moyen de réduction du phénomène.

## Conclusion générale

La liquéfaction est un phénomène induit par les séismes, il se produit dans les sols granulaires saturés et caractérisé par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement, due à une augmentation de la surpression interstitielle dans le sol et une diminution de la contrainte effective.

Les observations post sismique sur les sites liquéfiés ont démontré que le phénomène engendre des écoulements et des déplacements importants des sols qui entraînent avec eux les ouvrages fondés sur ces sols et les ouvrages avoisinants.

Des cas de dommages dans les bâtiments, les routes, les ponts et les ouvrages maritimes tel que les quais ont été enregistré dans plusieurs sites touchés par la liquéfaction des sols.

Les quais sont des ouvrages construits le long des côtes pour permettre les services de transport des personnes et des marchandises. Ils se présentent sous différentes formes en fonction de la portance du sol d'assise et des éléments qui les constituent.

Les quais sur pieux est une catégorie de quais qui repose sur des sols de faibles portances qui nécessite des fondations profondes sur pieux.

Le comportement des pieux sous charges est difficile à cerner et particulièrement sous chargement dynamique. Cependant, beaucoup d'auteurs ont élaborés des méthodes théoriques et expérimentales pour permettre d'étudier le comportement de ces pieux sous séisme, mais la modélisation numérique au moyen de différents codes de calcul reste la plus utilisée.

Les résultats du calcul statique au moyen du code numérique PLAXIS 3D, sous poids propre du quai sur pieux étudié avant et après construction sont satisfaisants. En effet les sols d'assise de l'ouvrage sont stables vis-à-vis d'un éventuel glissement avant et après construction.

La structure du quai composée de 38 pieux, supportant une plate forme en béton de 0.5m d'épaisseur reste aussi stable sous sont poids propre

Les résultats des calculs dynamiques du quai en employant dans un premier temps, une loi de comportement viscoélastique, puis la loi HSS (hardening soil small) qui considère un amortissement hystérétique pour la modélisation des sols en place sous chargement sismique, ont révélé que le phénomène de liquéfaction s'est produit au

niveau des sols constitués en grande partie de sables limoneux et que le quai ne résiste pas à la sollicitation sismique et atteint l'état de la ruine totale.

Il existe plusieurs solutions pour remédier au phénomène de liquéfaction des sols. Parmi ces solutions, l'amélioration de la résistance des structures par des fondations profondes plus large.

Les résultats de modélisation statique du quai en augmentant le diamètre des pieux à 1m sont satisfaisants, tandis que les résultats de calcul dynamique avec les deux lois de comportement aboutissent aux mêmes conclusions que les calculs avec le diamètre de pieux de 0.2m qui est, incontestablement, la ruine de l'ouvrage.

Finalement, notre quai de plaisance à l'état statique est stable et résiste sous son poids propre, mais il suffit de la présence d'une sollicitation dynamique pour que le phénomène de liquéfaction apparaisse et déstabilise la structure et ce quelque soit le diamètre du pieux et quelque soit la loi de comportement adoptées aux sols.

### *Perspectives :*

Afin de parvenir à atteindre la stabilité du quai sous chargement sismique, de nombreuses méthodes d'amélioration des sols susceptibles de se liquéfier et de rigidification des structures existent dans la littérature géotechnique.

En perspective, un calcul statique et dynamique peut être effectué en améliorant les sols par l'ajout de colonnes ballastées qui est une solution utilisée dans les zones sismiques.

Il a été démontré par de nombreux chercheurs que les pieux inclinés ont une meilleure résistance dans les sols liquéfiés, c'est donc une solution à envisager dans le renforcement de notre quai.

## Références bibliographiques

**AL FACH, Mohanad.** Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-pieux-pont : prise en compte de la non-linéarité du sol et du béton. Thèse de doctorat en génie civil. Lille : université des sciences et technologies de Lille, 2009, 152 p.

**ARAB, Ahmed, SHAHROUR, Isam.** Effet de la Saturation sur le Comportement monotone et Cyclique d'un sable : colloque international sols non saturés et environnement «UNSATlemcen09 » Tlemcen, 27 et 28 octobre 2009.

**AYAD, Fatima.** Analyse fiabiliste du potentiel de liquéfaction des sols. Thèse de doctorat en génie civil : sols et structures. Tlemcen : université Aboubakr Belkaid Tlemcen, 2014, 180 p.

**BAHDA, Fatiha.** Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : Expérience et modélisation. Thèse de doctorat en génie civil : géotechnique. Champs-sur-Marne : école nationale des ponts et chaussées, 2010, 272 p.

**BAKOUR, Azzedine.** Comportement des fondations profondes sous charges : aspects structuraux et géotechniques. Mémoire de maîtrise en génie de la construction. Montréal : école de technologie supérieure, université du Québec, 2008, 197 p.

**BOUAFIA, Ali.** Introduction à la dynamique des sols. Edition OPU, Alger, 2010. Tome I, 335p. ISBN : 978.9961.0.1338.0.

**BOUAFIA, Ali.** Introduction à la dynamique des sols. Edition OPU, Alger, 2010. Tome II, 407p. ISBN : 978.9961.0.1347.2.

**BHATTACHARYA. S, MADABHUSHI. S.P.G.** A critical review of methods for pile design in seismically liquefiable soils. Bull earthquake eng (2008).

**CANOU. J, BENAHMED. N, DE GENNARO. V.** Instabilité de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. In : Revue française de géotechnique N=° 98. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées 1<sup>eme</sup> trimestre 2002, Paris, pp 29-45. ISSN 0181-0529.

**CASTRO. G, POULOS. S.J.** Factor affecting liquefaction and cyclic mobility : Journal Of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977. Vol.103, Issue.06.

**CHEBOUT, Samya.** Evaluation du risque de liquéfaction des sols en zones sismiques. Mémoire de magister : géotechnique et environnement. Tizi-Ouzou : université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2005, 160p.

**CHEKROUN, El Hakim Lokman.** Contribution à l'étude de l'interaction sol-structure, exemple des pieux. Mémoire de magister en génie civil : géotechnique. Tlemcen : université Aboubakr Belkaid, Tlemcen, 2013, 131 p.

**CHERIF TAIBA, Abdellah.** Etude en laboratoire de la susceptibilité à la liquéfaction des sables limoneux : influence de la forme et de la taille des grains. Thèse de doctorat en génie civil : structures et géotechnique. Chlef : université Hassiba Ben Bouali Chlef, 2017, 203 p.

**CONTRERAS ROMERO, Carlos Andrés.** Comportement dynamique des sols pulvérulents. Mémoire de maîtrise en génie civil : ES sciences appliquées. Montréal : école polytechnique de Montréal, 2013, 220 p.

**CUELLAR TORRES, Jefferson, QUIRIN, Léo.** Analyse du déplacement horizontal du sol sous sollicitations sismiques : journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Champs-sur-Marne, 2018.

**DUPLA, Jean-Claude.** Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Thèse de doctorat : géotechnique. Champs-sur-Marne : école nationale des ponts et chaussées, Champs-sur-Marne, 2010, 434 p.

**ENGIN. E, SWOLFS. W.M.** Manuel PLAXIS-3D-2013. Delf university of technology & plaxis bv, the Netherland, 2013.

**FILALI, Kamel.** Modélisation numérique de la réponse sismique d'un sol et évaluation des effets induits. Thèse de doctorat : géotechnique. Skikda : université 20 aout 1955 Skikda, 2018, 207 p.

**HADDADENE, Nassima.** Analyse numérique de la liquéfaction du sol. Mémoire de magister en génie civil : géotechnique et environnement. Tizi-Ouzou : université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2008, 171p.

**HAMANE.M, BENSafi. M, NEDJAR. D, DJELLOULI. F, RAMDANE. K-E, Hamada. M, KOGANEI. K, Meguro. K, MIYAJIMA. M, SAITO. T.** Dommages provoqués par le séisme de Boumerdes et recommandations pour la réduction du risque sismique : 7<sup>eme</sup> colloque national, afps. Ecole centrale de Paris, 2015, 9 p.

**HAZZAR, Lassaad.** Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales. Thèse de doctorat en génie civil. Sherbrooke : université de Sherbrooke, 2014, 214 p.

**HERMIME, Tassadit.** Etude de l'interaction du sol de fondation avec les ouvrages portuaire utilisant des pieux. Mémoire de magister en génie civil : géotechnique et environnement. Tizi-Ouzou : université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012, 187 p.

**JAVLAUD, Emmanuel.** Etat de l'art des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction : 9<sup>eme</sup> colloque national, afps, Marne la Vallée, 30/11 - 02/12/2015, 11 p.

**LEMLIN, Jean-Christophe.** Etude du comportement statique et cyclique d'un dépôt de sols à grains fin de Gracefield (Québec). Mémoire de maîtrise en génie civil. Québec : université de Laval, Québec, 2017, 164 p.

**MAOUCHE, Henia.** Analyse numérique de la réponse non linéaire d'un pieu sous sollicitations latérales. Thèse de doctorat en génie civil : géotechnique. Constantine : université des frères Mentouri Constantine, 114 p.

**MEKERBI, Mohamed, BENABDERAHMANE, Ismail.** Liquéfaction des sols : description, méthodes d'évaluation, traitement, post liquéfaction. Université des sciences et technologies Houari Boumediene, Alger, 2009, 49 p.

**MEKKAKIA MAAZA, Merouane.** Etude du comportement du sable de chlef sous sollicitations dynamiques. Thèse de doctorat en génie civil : géotechnique. Oran : université des sciences et technologies Mohamed Boudiaf d'Oran, 2015, 168 p.

**MESSAST, Salah.** Calcul des déplacements d'un pieu soumis à des charges dynamiques. Thèse de doctorat en génie civil : géotechnique. Annaba : université Badji Mokhtar Annaba, 2007, 94 p.

**MULILIS. J.P et al.** Journal Geotechnical Engineering Division : American Society Of Civil Engineering, 1977. Vol.103. N=° GT2.

**NOUIS, Nadji.** Etude et modélisation numérique de l'interaction sol-pieu sous chargement latéral cyclique. Mémoire de magister en génie civil : sols. Constantine : université des frères Mentouri Constantine, 2015, 121 p.

**PECKER, Alain.** Dynamique des sols. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris, 1984, 258 p. ISBN 2-85978-072-6.

**PECKER, Alain.** Comportement des fondations sous sollicitation sismique. In : Revue française de géotechnique N=° 37. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées 4<sup>eme</sup> trimestre 1986, Paris, pp 29-39.

**PEREZ. J, CUIRA. F, KOTRONIS. P, ESCOFFIER. S.** Apports de l'interaction sol-structure dans le dimensionnement des groupes de pieux sous séisme. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, 2018, Champs-sur-Marne.

**PEREZ. J, CUIRA. F, KOTRONIS.P, ESCOFFIER. S.** Etat de l'art sur les méthodes de calcul d'un pieu et d'un groupe de pieux sous chargement sismique : Proceeding Of The 19<sup>th</sup> International Conférence On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering, Seoul, 2017.

**PHAM, Viet Anh.** Effets de la surpression interstitielle sur la réponse sismique des sols : modélisation numérique 1D/ 3 composantes. Thèse de doctorat : géotechnique. Paris : université Paris-Est, 2013, 297 p.

**SEED. HB.** Soil liquefaction and mobility evaluation for level ground during earthquakes : Journal Of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979. Vol. 105. N=° GT2.

**SEED. HB, IDRIS. IM.** Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential : Journal Of The Soil Mechanics And Foundation Division, 1971. Vol. 9.

**SEED. HB, PEACOCK. W.H.** Test procedure for measuring soil liquefaction characteristics : Journal Of Soil Mechanics And Foundation Division, 1971. Vol.97.

**SIMONEAU, Kevin.** Analyse non linéaire du comportement dynamique des sols granulaires lâches. Mémoire de maîtrise en génie civil, Québec : université de Laval, Québec, 2012, 159 p.

**TERZAGHI. K.** Varieties of submarine slop failures : 8<sup>th</sup> Texas Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering , Texas, 1956.

**YEDJOUR, Khaled.** Modélisation numérique de la liquéfaction des sols sableux. Mémoire de magister en génie civil : interaction sol-structure. Biskra : université Mohamed Khider, Biskra, 2012, 136 p.