

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



DOMAINE : GENIE CIVIL

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION: GEOTECHNIQUE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par: Djanoune hichem et mahroug soufyane

Thème :

**Modélisation sous chargement sismique d'un
quai supporté par des pieux fondé dans sol
Liquéfable.**

Proposé et dirigé par :

Président khemissa mohamed

Encadreur Hamitouche amer

Examineur seddiki ahmed

Présenté :

- Djanoune Hichem

- Mahroug soufyane

Année universitaire : 2019 / 2020

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui grâce à eux j'ai pu en arriver à ce stade ;

A mes chers frères

A toute la famille

A tous mes amis

Promotion Génie Civile « géotechnique » 2020

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force, la volonté et la connaissance pour accomplir ce travail ;

Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant tout le cursus depuis le primaire jusqu'au niveau universitaire.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à ,Mr Hamitouche Amar enseignant à l'université de M'sila et promoteur de ce mémoire, pour nous avoir proposé ce sujet et nous avoir guidé tout au long de ce travail. Nous le remercions vivement pour sa disponibilité, ses conseils avisés et son aide précieuse pour la rédaction de ce mémoire.

Nous remercions les membres du jury

Nos remerciements vont aussi à toute personne ayant participé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

Résumé

Un Problème majeur dans la conception des quais soutenus par des pieux dans les eaux portuaires est la stabilité structurelle du quai si une liquéfaction induite par un séisme se produit dans les sols supportant les pieux. L'analyse de la déformation des sols liquéfiables et les déplacements de la structure du quai induits par le mouvement sismique permettent une bonne compréhension du problème en vue de prévoir les mesures nécessaires.

Ce travail, qui visait la simulation sous charges sismiques du comportement d'un quai fondé dans un sol liquéfiable, a montré en premier lieu, l'effet d'une secousse sismique sur l'évolution des pressions interstitielles et des contraintes de cisaillement dans les couches de sols du quai, et par suite la perte de résistance au cisaillement qui en résulte, et cela sans tenir compte de la nature liquéfiable du sol. En deuxième lieu et en incluant la liquéfaction dans l'analyse complète du projet, l'étude a montré comment le sol du site passe à un état d'effondrement total caractérisé par des grands déplacements et de déformations de cisaillement, provoquant une perte globale de la résistance dans le sol du quai, mettant ainsi en jeu sa poutre et ses pieux

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

Abstract

A major problem in the design of pile-supported wharf in at port waterfronts is the structural stability of the quay if earthquake-induced liquefaction occurs in the soil supporting the piles. The analysis of the deformation of liquefiable soils and the displacements of the quay structure induced by the seismic movement allow a good understanding of the problem with a view to planning the necessary measures.

This work, which aimed at stimulating the behavior of a quay founded in liquefiable soil under seismic loads, first showed the effect of a seismic shock on the evolution of pore pressures and shear stresses in layers of quay soils, and the consequent loss of shear strength, regardless of the liquefiable nature of the soil. Second and by including liquefaction in the full project analysis, the study showed how the site soil goes into a state of total collapse characterized by large displacements and shear deformations, causing an overall loss of resistance in the floor of the quay, thus bringing into play its beam and piles

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

SOMMAIRE

Liste des notations et indices

Liste des tableaux

Liste des figures

Annexe

Introduction générale..... 1

PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES QUAIS ET LES

SOLS LIQUEFIABLES

<i>1.1 introduction.....</i>	<i>3</i>
<i>1.2 Définition et mécanisme de la liquéfaction.....</i>	<i>4</i>
<i>1.3 Comportement des sables... ..</i>	<i>6</i>
<i>1.3.1 Comportement des sables en cisaillement monotone.....</i>	<i>7</i>
<i>1.3.2 Comportement des sables en cisaillement cyclique.....</i>	<i>11</i>
<i>1.4 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction.....</i>	<i>13</i>
<i>1.4.1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables).....</i>	<i>14</i>
<i>1.4.2 Niigata, Japon (1964).....</i>	<i>15</i>
<i>1.4.3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine... ..</i>	<i>17</i>
<i>1.4.4 Wildlife Refuge, Californie (1987).....</i>	<i>18</i>
<i>1.4.5 Moss Landing, Californie (1989).....</i>	<i>19</i>
<i>1.4.6 Port d'Island, Kobe, Japon (1995).....</i>	<i>20</i>
<i>1.4.7 Chi-Chi, Taiwan (1999).....</i>	<i>22</i>

1.4.8 Adapazari, Turquie (1999).....	25
1.4.9 Boumerdes, Algérie (2003).....	26
1.4.10 Christchurch, New Zealand (2011).....	29
1.5 Les facteurs influençant la liquéfaction.....	30
1.5.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre.....	30
1.5.2 La nappe phréatique.....	31
1.5.3 Type de sol.....	31
1.5.4 La densité relative de sol D_r	32
1.4.5 La taille des particules.....	33
1.5.6 Les conditions de drainage.....	33
1.5.7 Pressions de confinement.....	33
1.5.8 La Forme des particules.....	34
1.5.9 L'âge géologique et la cimentation.....	34
1.5.10 historiques d'environnement.....	34
1.5.11 Charge de bâtiment.....	35
1.6 Evaluation du potentiel de liquéfaction.....	35
1.6.1 Méthode de contraintes cycliques.....	35
1.6.1.1 Le rapport de la contrainte cyclique (Cyclic Stress Ratio), CSR.....	36
1.6.1.2 Essai de pénétration standard (SPT) (Standard Penetration Test).....	40
1.6.1.3 Résistance à la liquéfaction.....	43
1.6.1.4 Facteurs de corrections selon le poids des terres et les contraintes de cisaillement initiales.....	44
1.6.2 Evaluation du CRR par l'essai SPT.....	44
1.6.2.1 Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984).....	45
1.6.2.2 Méthode de Youd et al. (2001).....	45
1.6.2.3 Méthode d'Andrus et al (2004).....	45
1.6.2.4 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006).....	46
1.6.3 Evaluation du CRR par l'essai CPT.....	47
1.6.3.1 Méthode de Robertson et Wride (1998).....	47

1.6.4 Facteur de sécurité	48
1.6.5 Estimation de la probabilité de liquéfaction	48
1.7 Conclusion.....	50

PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE

CHAPITRE 2

AQUISITION ET PRESENTATION DES DONNEES

2.1 Introduction.....	51
2.2 Acquisition des données.....	51
2.3 Présentation des données.....	52
2.3.1 Géométrie u projet.....	52
2.3.2 Caractéristiques et propriétés statiques.....	53
2.3.3 Caractéristiques et propriétés dynamiques.....	54
2.3.4 Caractéristiques des éléments structuraux du quai.....	55

CHAPITRE 3

PRESONTATION DE L'OUTIL NUMRIQUE UTILISE ET LOIS DE COMPORTEMENT

3.1 Introduction.....	57
3.2 GENERALITES.....	57
3.3 description de code de calcul.....	58
3.3.1 méthode des différences finies(FDM).....	58
3.3.2 analyse lagrangienne.....	56
3.3.3 Schéma de résolution explicite.....	61
3.3.4 Formulation numérique des différence finie : passage de problème continu à la	

<i>discrétisation</i>	65
<i>3.4 Forces non équilibrées (unbalanced force)</i>	67
<i>3.5 présentation du code bidimensionnel (FLAC 2D)</i>	68
<i>3.6 présentation du code tridimensionnel (FLAC 3D)</i>	69
<i>3.6.1 Formulation de model 3D en différence finie explicite</i>	70
<i>3.6.2 description de modèle mathématique</i>	70
<i>3.6.3 Formulation numérique</i>	70
<i>3.6.4 Nomenclature</i>	71
<i>3.6.5 la solution statique</i>	74
<i>3.6.6 la solution dynamique</i>	74
<i>3.6.7 le maillage en différence finie</i>	74
<i>3.6.8Création de fichiers de données en FLAC3D</i>	75
<i>3.6.9 Méthodologie de simulation avec FLAC3D</i>	76
<i>3.6.10 Génération de maillage</i>	77
<i>3.7 Modélisation de l'écoulement</i>	79
<i>3.7.1 Modélisation de l'écoulement en FLAC</i>	79
<i>3.7.2 Modélisation de l'écoulement en FLAC3D</i>	81
<i>3.7.3 Modélisation de l'écoulement de l'eau avec le calcul de la surface phératique</i>	82
<i>3.8 Eléments de structure</i>	83
<i>3.8.1 éléments de câble</i>	83
<i>3.8.2 éléments poutre</i>	84
<i>3.8.3 éléments barre</i>	85
<i>3.8.4 éléments coque</i>	85
<i>3.8.5 soutènement</i>	85
<i>3.8.6 soutènement encastré</i>	85
<i>3.8.7 Géogrille</i>	85
<i>3.8.8 Boulon</i>	85
<i>3.9 Modelés de comportement</i>	85
<i>3.9.1 Le modèle élastique linéaire isotrope : loi de Hooke dans FLAC</i>	86

3.9.2 Le modèle élasto-plastique de mohr-coulomb dans FLAC3D.....	87
3.9.2.1 Notion de surface de charge.....	87
3.9.2.2 Notion de règle d'écoulement.....	88
3.9.2.3 Notion de loi D'écoulement.....	90
3.9.3 Modèle de comportement de l'interface.....	95

CHAPITRE 4

Analyse, présentation et discussion des Résultats

4.1 Introduction.....	99
4.2 Analyse du projet.....	99
4.2.1 Configuration générale et création du modèle Flac du projet... ..	99
4.2.1.1 configuration générale.....	99
4.2.1.2 Création de la géométrie.....	100
4.2.1.3 Introduire les conditions aux limites... ..	101
4.2.1.4 Création des couches de sols.....	101
4.2.1.5 Introduire les caractéristiques des couches et les affecter aux couches correspondantes.....	101
4.2.2 Analyse statique du projet.....	102
4.2.2.1 Faire une analyse élastique du modèle en l'absence de l'écoulement pour calculer les contraintes initiales.....	102
4.2.2.2 Calcul des pressions et contraintes dues à l'écoulement.....	102
4.2.2.3 calcul de l'effet de l'écoulement d'eau dans le sol.....	105
4.2.2.4 Introduction des éléments structuraux poutre et pieux du quai et calcul du projet complet sous chargement statique.....	106
4.2.3 Analyse statique et dynamique sans tenir compte de la liquéfaction.....	108
4.2.3.1 Donner à une petite région au voisinage des extrémités latérales du modèle un comportement élastique comme ceci.....	108
4.2.3.2 Initialisez les déplacements et les vitesses.....	109
4.2.3.3 Initialiser les paramètres de l'amortissement dynamique.....	109

4.2.3.4. Activation de l'analyse dynamique et les grandes déformations.....	109
4.2.3.5 Application de la condition du champ libre.....	109
4.2.3.6 Préparation des paramètres qui permettent l'introduction des conditions aux limites en contraintes de cisaillement.....	109
4.2.3.7 Application des conditions aux limites dynamiques à la base	110
4.2.3.8 Appel et exécution des fonctions permettant de sélectionner des points dans le modèle afin de créer les courbes représentant l'historique des contraintes-déformations, vitesses-accélération.....	110
4.2.3.9 Création de l'historique du déplacement dans la direction x ou y en certain point.	112
4.2.3.10 Configuration de la limite de nombre d'étapes à atteindre avant l'arrêt des calculs et le rapport entre les coordonnées avant et après mise en charge qui déclare que la géométrie devient mauvaise	112
4.2.3.11 Exécution de l'analyse jusqu'à $T = t_{mi}$ temps de la secousse sismique , puis jusqu'à $T = t_{dur}$ la durée de la secousse.....	112
4.2.4 Analyse complète en tenant compte de la liquéfaction.....	113
4.2.4.1 Création des tables pour désigner les limite de la zone liquéfiable	113
4.2.4.2 Création des caractéristiques des sols liquéfiables et affectation de ceux-ci aux couches correspondantes.....	113
4.2.4.3 Donner à une petite région au voisinage des extrémités latérales du modèle un comportement élastique	114
4.2.4.4 Initialisation des déplacements et les vitesses	114
4.2.4.5 Initialisation des paramètres de l'amortissement dynamique.....	114
4.2.4.6 Activation de l'analyse dynamique et les grandes déformations.....	114
4.2.4.7 Diminution de la latence à 50 steps pour les sols 2 et 3.....	115
4.2.4.8 Application de la condition du champ libre	115
4.2.4.9 Appel de la table contenant l'équivalent en vitesse des enregistrement d'accélération	
4.2.4.10. Préparation des paramètres qui permettent l'introduction des conditions aux limites en contraintes de cisaillement.....	115
4.2.4.11 Application des conditions aux limites dynamiques à la base.....	115
4.2.4.12 Appel et exécution des fonctions permettant de sélectionner des points dans le modèle afin de créer les courbes représentant l'historique des contraintes-déformations,	

<i>vitesses-accélération</i>	116
4.2.4.13 <i>Création de l'historique du déplacement dans la direction x ou y en certain points et des pressions interstitielles</i>	117
4.2.4.14 <i>Configuration de la limite de nombre d'étapes à atteindre avant l'arrêt des calculs et le rapport entre les coordonnées avant et après mise en charge qui déclare que la géométrie devient mauvaise</i>	118
4.2.4.15 <i>Exécution de l'analyse jusqu'à T= 2, 3, 5,10, 20 et 40 secondes</i>	118
4.3 <i>Présentation et discussion des résultats</i>	118
4.3.1 <i>Analyse statique</i>	118
4.3.1.1 <i>Vecteur Déplacement</i>	119
4.3.2.2 <i>Déformation de cisaillement</i>	119
4.3.1.3 <i>Contraintes de cisaillement</i>	120
4.3.1.4 <i>Pressions interstitielles</i>	122
4.3.1.5 <i>Effort dans la poutre</i>	122
4.3.1.6 <i>Effort dans les pieux</i>	124
4.3.2 <i>Analyse statique et dynamique</i>	126
4.3.2.1 <i>Vecteurs des déplacements</i>	126
4.3.2.2 <i>Déformation de cisaillement</i>	127
4.3.2.3 <i>Contraintes de cisaillement</i>	128
4.3.2.4 <i>Pressions interstitielles</i>	129
4.3.2.5. <i>Efforts dans la poutre du quai</i>	130
4.3.2.6 <i>Effort dans les pieux</i>	132
4.3.3 <i>Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction</i>	134
4.3.3.1 <i>Déclanchement de la liquéfaction</i>	134
4.3.3.2 <i>Vecteurs déplacements</i>	135
4.3.3.3 <i>Déformation de cisaillement</i>	135.
4.3.3.4 <i>Pressions interstitielles</i>	136
4.3.3.5 <i>Efforts dans la poutre</i>	137
4.3.3.6 <i>Efforts dans les pieux</i>	139
4.4 <i>Conclusions</i>	141

Liste des notations et indices

LL	<i>Limite de liquidité</i>
D_r	<i>La densité relative</i>
$q(t)$	<i>Déviateur de contrainte</i>
$u(t)$	<i>La surpression interstitielle</i>
$\varepsilon_1(t)$	<i>La déformation</i>
p_i	<i>La pression de pore</i>
σ'	<i>La contrainte granulaire ou effective</i>
h_e	<i>La hauteur d'eau</i>
λ	<i>La longueur d'onde</i>
CSR	<i>« Cyclic Stress Ratio » rapport de la contrainte cyclique</i>
CRR	<i>« Cyclic Resistance Ratio » rapport de résistance cyclique</i>
$CRR_{7.5}$	<i>Rapport de résistance cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter</i>
$CSR_{7.5}$	<i>Rapport de contrainte cyclique correspondant à une magnitude de 7,5 sur l'échelle de Richter</i>
SPT	<i>« Standard Penetration Test » essai de pénétration standard.</i>

F	<i>la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol</i>
m	<i>la masse totale de la colonne</i>
W	<i>le poids total de la colonne du sol</i>
γ_t	<i>le poids volumique total de la colonne du sol</i>
$z :$	<i>la profondeur de la colonne du sol</i>
α_{max}	<i>L'accélération maximale induite par le tremblement de terre</i>
σ_{v_o}	<i>La contrainte verticale totale</i>
σ'_{v_o}	<i>la contrainte verticale effective</i>
τ_{cyc}	<i>est la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique</i>
r_d	<i>facteur de réduction de profondeur</i>
MSF	<i>(Magnitude Scaling Factor) Un coefficient de correction de CSR</i>
α	<i>est le rapport de contrainte de cisaillement statique horizontal</i>
τ_s	<i>est la contrainte de cisaillement statique horizontal</i>
K_a	<i>Facteur de correction de contrainte verticale effective</i>
P_a	<i>la pression atmosphérique</i>
f	<i>coefficient dépend de la densité relative (D_r).</i>
C_σ	<i>Facteur de correction</i>
$(NI)_{60}$	<i>la valeur corrigée de SPT-N</i>
N	<i>le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT</i>
C_N	<i>est la correction de la contrainte de sols sus-jacents</i>

- C_E est la correction du taux d'énergie de la masse
- C_B est la correction du diamètre du forage
- C_R est la correction de la longueur du train de tiges
- C_S est la correction du carottier avec ou sans revêtement
- M_W Magnitude du séisme.
- FC Le contenu des particules fines.
- $(N1)_{60}$ Le nombre de coups du SPT, normalisé à une pression du terrain de recouvrement de 100 KPa, approximativement, et pour 60% d'énergie de tige.
- $(N)_{60}$ Le nombre de coups du SPT
- $\Delta(N1)_{60}$ F acteur de correction pour le passage de $(N1)_{60}$ à $(N1)_{60\ cs}$
- $(N1)_{60\ cs}$ Le nombre de coups corrigé du SPT.
- F_s Le facteur de sécurité
- q_{c1} Résistance de pointe du CPT.
- q_c Résistance quasi statique de pointe du CPT
- D_{50} le diamètre moyen de particules
- R_f un rapport en pourcentage de frottement
- q_{c1N} La résistance de pointe corrigée
- $(q_{c1N})_{cs}$ la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre
- K_c un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol
- V_s La vitesse de l'onde de cisaillement
- V_{sl} Correction de la valeur de vitesse d'onde de cisaillement V_s
- V_{sl}^* Limite supérieure de V_{sl} pour que la liquéfaction se produise
- $(V_{sl})_{csa}$ vitesse d'onde de cisaillement corrigé

K_{cs}	<i>Un facteur de correction de content des fines</i>
K_{al}	<i>Un facteur d'âge à corriger pour les valeurs VS1 élevées provoquées par le vieillissement</i>
K_D	<i>l'indice de contrainte horizontale</i>
σ_d	<i>Déviateur de contrainte</i>
σ'_c	<i>La pression de confinement effective</i>
σ'_h	<i>la contrainte horizontal effective</i>
K_o	<i>Le coefficient de poussée des terres au repos</i>
f_{min}	<i>la fréquence minimale</i>
ξ_{min}	<i>l'amortissement critique minimale</i>
E_r	<i>Le module de rebond</i>
$\Delta\varepsilon_{vd}$	<i>L'incrément de déformation volumétrique</i>
$m, n, \text{ et } 2k$	<i>Constantes</i>
γ	<i>L'amplitude de la déformation cyclique</i>
ε_{vd}	<i>Le cumule total de déformations volumétriques dynamiques</i>
$C1, C2, C3 \text{ et } C4$	<i>des constantes dépendant des propriétés du matériau</i>
ΔU	<i>L'augmentation résiduelle de la pression d'eau interstitielle pour un cycle.</i>
G	<i>Le module de cisaillement</i>
G_{max}	<i>Module de cisaillement de basse contrainte</i>
P_d	<i>La densité sèche</i>
n	<i>La porosité</i>
K	<i>Module volumétrique</i>
ν	<i>Coefficient de Poisson</i>
$\varphi (^{\circ})$	<i>Angle de frottement</i>
K	<i>la perméabilité</i>
C	<i>la cohésion</i>
t_d	<i>la durée d'application de chargement dynamique</i>
f	<i>la fréquence</i>
t	<i>le temps</i>
$a(t)$	<i>La fonction d'accélération</i>

Liste des tableaux

Chapitre1 :

Tableau 1.1 : facteurs de correction pour le passage de $(NI)_{60}$ à $(NI)_{60cs}$ (Seed et Idriss, 1997)

Tableau 1.2 : paramètres du modèle logistique(Hwang et al.2004)

Tableau1.3 : classes du potentiel de liquéfaction des sols(Juange et al.2012)

Chapitre2 :

tableau2. 1 :les propriétés drainées de 3 couche de sol étude

Tableau2.2 :les Propriétés de l'eau

tableau 2.3: les propriétés structurelles du quai

Tableau 2.4 : les propriétés de l'interface sol pieu :

Chapitre3 :

Tableau 3.1 : comparaison entre les méthodes explicite et implicite(Cundall,1980)

Tableau3.2 : Relations entre constantes élastiques(d'après leipholz,1974)

Chapitre4 :

Liste des figures

Chapitre 1 :

Figure 1.1 : illustration des dépôts de sol a) avant la liquéfaction, b) quand la pression interstitielle augmente et c) pendant la liquéfaction (les barres et les flèches bleues représentent la pression interstitielle et entrent en contact avec des forces entre les grains, respectivement) (d'après Raejee Kaewsong ,2009)

Figure 1.2 : État de sable e-p (D'après MahmoodSeid-Karbasi, 2009)

Figure 1.3 : Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. vs déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).

Figure 1.4 : Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique vs déformation de cisaillement (adaptée de Parc, 2005, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

Figure 1.5 : Régions typiques de dilatation et de contraction pour des sables : (a) dans l'espace de déformation ; ε_v vs. γ . ' (b) déformation de grains ; et (c) l'espace de contrainte q vs. p'(par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

Figure 1.6 : Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé: (a) déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive vs déformation axiale (par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

Figure 1.7 : réponse de cisaillement simple cyclique drainé de sable lâche de Fraser River $D_r = 40\%$ en termes de (a) contrainte-déformation, (b) et (c) déformation volumétrique vs la déformation de cisaillement et contrainte de cisaillement, respectivement (Sriskandakumar, 2004, cité parMahmoodSeid-Karbasi, 2009).

Figure 1.8 : Réponses du sable dense de Fraser River de l'essai de cisaillement simple cyclique non drainé en termes de (a) contrainte-déformation, (b) R_u vs le numéro des cycles. (Sriskandakumar, 2004, cité par MahmoodSeid-Karbasi, 2009).

Figure 1.9 : vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)

Figure 1.10 : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 1.11 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 1.12 : rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibroseis (de Hryciw et al.1990. Photographies avec bonté fournies par prof. R. Hryciw, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006,)

Figure 1.13: Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le EarthquakeEngineering Research Center, University of California, Berkeley;Elgamal et al, 2001)

Figure 1.14 : Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)

Figure 1.15 : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).

Figure 1.16 : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004)

Figure 1.17 : Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Jorgen Johansson, 2000).

Figure 1.18 : Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (d'après Alisha Kaplan, 2004)

Figure 1.19 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 1.20 : Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 1.21 : Fissures considérables dans le sol à Nantou (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 1.22 : Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 1.23 : Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (d'après Dr Hsein, 2002).

Figure 1.24 : Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 (d'après Boua Bilal et Boudrouaz Djamel Eddine 2007)

Figure 1.25 : Ebullition de sable en Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 1.26 : Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 1.27 : renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction séisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Figure 1.28 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).

Figure 1.29 : Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008)

Figure 1.30 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après le EERI, 2003, cité par Haddaden nassima 2008)

Figure 1.31 : Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)

Figure 1.32 : Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

Figure 1.33 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

Figure 1. 34 : Procédure pour détermination de la contrainte de cisaillement maximale, $(\tau_{max})_r$ (Seed et Idriss, 1982)

Figure 1.35 : Facteur de réduction de la profondeur r_d en fonction de la profondeur (Andrus et Stokoe, 2000)

Figure 1. 36 : Facteur de réduction de la profondeur r_d en fonction de la profondeur (Andrus et Stokoe 2000)

Figure 1.37: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)

Figure 1.38: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)

Chapitre 2 :

Figure 2. 1 : la géométrie du quai constitués de trois couches de sol et les pieux

Chapitre 3 :

Figure 3.1 : Séquence de calcul générale (Billaux, 1993)

Figure 3.2 : Discrétisation mixte

Figure 3.3 : Tétraèdre.

Figure 3.4 : Exemple du modèle Flac3D.

Figure 3.5 : Maillage en différences finies avec 1000 zones

Figure 3.6 : Sorte graphique d'un modèle Flac3D. Excavation dans un sol saturé

Figure 3.7 : Méthodologie de modélisation numérique avec Flac (ITASCA Manuel).

Figure 3.8 : Géomètre des zones

Figure 3.9 : Maillage d'une brique- brick

Figure 3.10 : maillage gradué d'une brique-radbrique

Figure 3.11 : Propagation d'un monticule d'eaux souterraines dans un milieu saturé.

Figure 3.12 : Nomenclature pour un élément poutre.

Figure 3.13 : Essai de compression ou de compression uniaxiale d'un matériau.

Figure 3.14 : Modèle d'écrouissage isotrope.

Figure 3.15 : Modèle d'écrouissage cinématique.

Figure 3.16. Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Lee, 1994).

Figure 3.17. Convention de signe des contraintes principales induites dans un élément

Figure 3.18 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Figure 3.19 : Critère de Mohr-Coulomb.

Figure 3.20. Détail des composants d'un Elément d'interface (Itasca Flac3D).

Figure 3.21. Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca Flac3D).

Chapitre 4 :

Figure4.1 ; Configuration générale du projet

Figure4.2 ; Géométrie du projet dans Flac

Figure4.3 ; Introduire des conditions aux limites à la géométrie de projet

Figure4.4 ; géométrie et couches de sols du modèle Flac du projet

Figure4.5 ; 5 introductions de la porosité et de la perméabilité

Figure4.6; Initialisation de pressions d'eau aux limite du projet

Figure4.7 ;Initialisation des pressions interstitielles au sein du sol

Figure4.8; Introduction des pressions de l'eau sur la face supérieure du sol

Figure4.9; Création de la poutre du quai

Figure 4.10; création des pieux

Figure 4.11 ; Introduction des propriétés des éléments structuraux

Figure 4.12 ; Analyse statique : Vecteur déplacement

Figure4.13 ;Analyse statique :Déformation de cisaillement

Figure4.14 ; Analyse statique : Contrainte de cisaillement

Figure4.15 ; ; Analyse statique : Pression interstitielle

Figure4.16 ; Analyse statique : Moment

Figure4.17 ; Analyse statique : Effort tranchant

Figure4.18 ; Effort dans les pieux :Effort axial

Figure 4.19 ; Effort dans les pieux : Moment

Figure4.20 ; Effort dans les pieux : Effort tranchant

Figure4.21 ; Analyse statique et dynamique :Vecteurs des déplacements

Figure4.22 ; Analyse statique et dynamique :Déformation de cisaillement

Figure4.23 . Analyse statique et dynamique : Contraintes de cisaillement

Figure4.24 ; Analyse statique et dynamique : Pressions interstitielles

Figure4.25 ; Efforts dans la poutre du quai : Moments

Figure 4.26 ; Efforts dans la poutre du quai : Effort tranchants

Figure4.27 ; Effort dans les pieux : Effort axial

Figure4.28 ; Effort dans les pieux : Moments

Figure4.29 ; Effort dans les pieux : Effort tranchant

Figure4.30 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction :Début de la liquéfaction

Figure4.31 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction : Vecteurs déplacements

Figure4.32 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction : Déformation de cisaillement

Figure4.33 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction : Pressions interstitielles

Figure4.34 ; Efforts dans la poutre : Moment

Figure4.35 ; Efforts dans la poutre : Effort tranchant

Figure4.36 ; Efforts dans les pieux : Effort axial

Figure4.37 ; Efforts dans les pieux : Moment

Figure4.38 ; Efforts dans les pieux : Effort tranchant

- a. **Annexe 1.** Fichier data flac du projet
- b. **Annexe 2.** Fichier flac du projet c'est le fichier **PFE_C.rar** ci joint
- c. **Annexe 3.** Données collectées

Introduction générale

La liquéfaction des sols est l'un des phénomènes les plus complexes que peut rencontrer un géotechnicien. Elle se manifeste par une perte de résistance brutale qui, dans des circonstances défavorables, peut dégénérer en une rupture catastrophique.

Les séismes sont à l'origine de la plupart des désordres liés à la liquéfaction des sols lesquels apparaissent comme des phénomènes induits de risque sismique. En effet la liquéfaction des sols sous séisme est connue pour être à l'origine de tassements ou de ruptures de fondations superficielles et de fondations profondes ayant mis en péril les structures portées, bâtiments et ouvrages d'art, elle était aussi à l'origine de l'endommagement ou de la destruction d'ouvrages en terre (remblais, murs, digues, barrages) et d'ouvrages portuaires (quais, terre-pleins).

Problématique :

L'évaluation des risques menaçant un projet géotechnique est primordiale pour sa préservation. Pour les quais portuaires, une étude complète intégrant, en plus de l'étude mécanique statique, tous les facteurs défavorables tels que l'effet dynamique induit par une secousse sismique, l'effet de l'écoulement d'eau, les caractéristiques révélateurs de la liquéfaction du sol, est nécessaire pour prendre les bonnes décisions concernant la conception du projet concerné.

Objectifs :

Ce travail vise l'étude d'un quai, sous charges sismique, et en tenant compte de la liquéfaction du sol afin de déterminer l'effet de la prise en compte de chacun de ces facteurs sur son comportement.

Composition du mémoire :

Le présent mémoire est scindé en deux parties :

La première partie consacrée à l'étude bibliographique composé d'un seul chapitre (**le chapitre1**) : elle synthétise des connaissances relatives au phénomène de liquéfaction telles que les différents dégâts qui peuvent être causés, les paramètres affectant ce phénomène, le comportement des sables sous les chargements monotones ou cycliques la présentation du phénomène de la liquéfaction statique et la liquéfaction des sols sous vagues.

La deuxième partie, consacrée à l'étude numérique, comporte trois chapitres :

Le deuxième chapitre est consacré à l'acquisition et la présentation des données.

Dans **le troisième chapitre** nous présentons l'outil numérique utilisé. $FLAC^{2D}$. et les lois de comportement y intégrés

Le quatrième chapitre représente notre contribution dans ce mémoire, à savoir la modélisation numérique de la liquéfaction des sols..

CHAPITRE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE PHENOMENE DE LIQUEFACTION DES SOLS

1.1 Introduction

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité ou de perte de résistance qui peut avoir lieu sur un milieu généralement granulaire saturé ou partiellement saturé. Elle se manifeste par une augmentation de la pression interstitielle liée au comportement contractant du sol lors de l'application d'un chargement rapide (séisme, chocs, raz de marée, etc.). Le phénomène de liquéfaction est à l'origine d'une brusque instabilité des sols qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur et les charges peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

Il existe maintenant un accord acceptable sur l'identité du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumée dans la définition proposée par Sladen et al. 1985, qui rejoint celle donnée par Seed, 1979, et par Castro et Poulos, 1977 : « *La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistance au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement auxquelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite* », (J. Canou et al.2002).

De nombreux cas d'écoulements, cités dans la littérature, dans les milieux des sols naturels et dans les structures artificielles, ont été attribués à la liquéfaction, par exemples : barrage de Fort Peck 1938, Niigata au Japon en 1964, Liquéfaction induite par des vibrations de machine 1987, Wildlife Refuge, Californie (1987), Moss Landing, Californie (1989), Port d'Island, Kobe, Japon (1995), Chi-Chi, Taiwan (1999), Adapazari, Turquie (1999), Boumerdes, Algérie (2003), Christchurch, New Zealand (2011),... Ce chapitre, après définition du phénomène de liquéfaction des sols et présentation des cas historiques de liquéfaction passe en revue les facteurs influençant la liquéfaction des sables sous chargement de cisaillement monotone et cyclique.

1.2 Définition et mécanisme de la liquéfaction

Il semblerait que Hazen, 1920, ait été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000m³ de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente.

Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores est mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une diminution des forces intergranulaires dans le sol (Figure 1.1), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

Plusieurs cas de glissements de terrains, de ruptures de barrages, de digues, de structures en terre, parmi d'autres, ont été attribués à la liquéfaction. Tous ces phénomènes, concernant le comportement non drainé des sols, présentaient en commun un développement de la pression interstitielle sous l'action d'un chargement statique ou cyclique, dans des milieux non cohérents saturés.

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

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

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

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

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

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

Casagrande, 1975, Castro et Poulos, 1977 ont défini la liquéfaction comme la perte d'une grande partie de la résistance au cisaillement, d'un sable saturé, sous chargement monotone ou cyclique. La liquéfaction n'est donc pas nécessairement associée à une annulation totale des contraintes effectives.

Selon Poulos et al. 1985, ce phénomène peut se produire aussi sous des sollicitations dynamiques, voire sismiques.

Il peut également se développer dans le cas de sables denses pour des niveaux très élevés de l'état de contraintes.

Les cas de liquéfaction recensés dans la littérature ont été caractérisés par l'instantanéité du déclenchement, la vitesse élevée de propagation, et le volume très important de sols emportés sur des distances significatives.

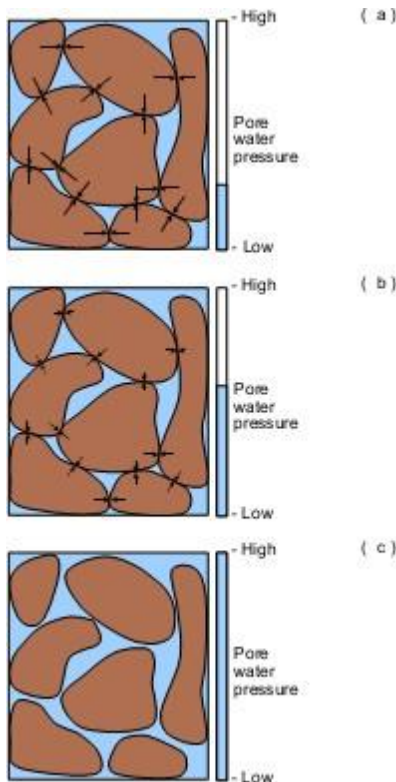


Figure 1.1 illustration des dépôts de sol a) avant la liquéfaction, b) quand la pression interstitielle augmente et c) pendant la liquéfaction (les barres et les flèches bleues représentent la pression interstitielle et entrent en contact avec des forces entre les grains, respectivement) (d'après Raejee Kaewsong ,2009)

1.3 Comportement des sables

Les caractéristiques principales du comportement de sable sont la rigidité et la résistance, toutes les deux avant et après le début de liquéfaction. La liquéfaction en matériaux granulaires est associée à une grande diminution de la contrainte effective due à l'élévation de pression interstitielle pendant le chargement monotone ou cyclique. Ceci mène à de grandes réductions de la rigidité de cisaillement et de la résistance des sols. En outre, la rigidité en bloc du squelette de sol est considérablement réduite lors de la liquéfaction et provoque des règlements de post-liquéfaction, car les pressions interstitielle absorbent.

La plupart des études sur la liquéfaction ont mis l'accent sur son déclenchement à l'aide de chargement non drainé comme la condition pertinente. Cependant, la réponse de sable est contrôlée par le squelette et la contrainte volumétrique de l'eau comme l'a noté par Martin et al. (1975). Puisque l'eau est essentiellement incompressible, la contrainte est liée à pendant si l'eau dans les pores a le temps pour couler et pour causer le changement de volume significatif et après la période de la secousse forte. Ceci peut considérablement affecter la réponse de cisaillement de sol. Le comportement caractéristique des sables propres est présenté basé sur des observations de l'essai d'élément de laboratoire en conditions de charge monotone et cyclique (drainé et non drainé).

1.3.1 Comportement des sables en cisaillement monotone

Le sable est un matériau granulaire et ses particules sont emballés dans des états allant de très lâche à très dense comme illustré sur la Figure.1.2 en termes de taux de vide par rapport à la contrainte moyenne effective. Les particules ne sont pas généralement liées et, sous l'action de chargement, ils ont tendance à se réorganiser pour faire face à la charge. Contrairement aux métaux, qui ne présentent des déformations volumétriques lorsque la contrainte moyenne est changée, les sables changer de volume si elles sont cisillées.

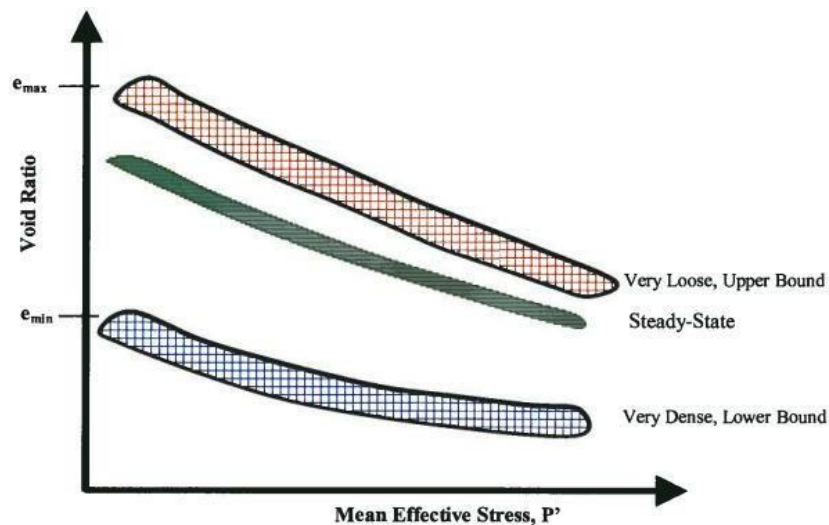


Figure.1.2 État de sable $e-p$ (D'après MahmoodSeid-Karbasi, 2009)

La réponse drainée typique d'un sable dense, à différents efforts d'emprisonnement, en termes de rapport d'effort et la contrainte volumétrique contre la contrainte axiale, comme observée dans les essais triaxial, est montrée dans figure 1-5 (Fukushima et Tatsuoka, 1984). Le sable relativement dense est vu pour montrer au commencement un comportement contractif, qui change en la dilatation avec davantage de tension (comme représenté dans figure 1.3)

Un sable très lâche se contracterait dans tout son chemin de chargement des étapes de chargement initiales. Lee et Seed (1967) ont rapporté le comportement semblable pour des sables des essais triaxial drainé. On observe le même modèle de la réponse de sable dans les essais simples de cisaillement (figure. 1-4) (Vaid et al, 1981). Comme peut être vu (de figure 1-3 et de figure 1-4) dans les essais triaxial le rapport de force chute après déformation (axiale) environ de 5% tandis que dans les essais de cisaillement simples, baisse dans le

rapport de force est noté seulement pour le sable très dense. Cette différence dans la réponse peut être due à la localisation qui peut se produire dans l'essai triaxial (Byrne, 2007).

En fait, pendant le chargement non drainé, la pression de pore excessive reflète la tendance de contraction des sols granulaires (lâches) une fois soumise au cisaillement. Ceci mène à la réduction de la contrainte effective, et car la rigidité de sol est une propriété dépendante de soumettre à une contrainte-niveau, aux résultats de cette réduction dans le ramollissement matériel. Le comportement de ramollissement de déformation suivant la résistance au cisaillement maximale initiale est considéré comme état de liquéfaction par NCR (1985).

Figure 1-6 montre une réponse typique des sables denses et lâches au chargement monotone non drainé comme observé par Castro (1969). Il a effectué les essais triaxial soumettre à une contrainte-commandés sur deux sables à différents rapports vides (appelés le sable A et B) au même effort de emprisonnement. Sable A exhibé à pression de pore supérieure d'augmentation continue pendant le cisaillement (figure 1-6b) avec la perte soudaine de force après une crête.

Sable B a montré une réponse déformation-durcissant (après contraction initiale), avec de la pression de pore excessive décroissante qui est devenue négative, et la force a grimpé jusqu'aux valeurs encore plus haut que ceux obtenus en état drainé.

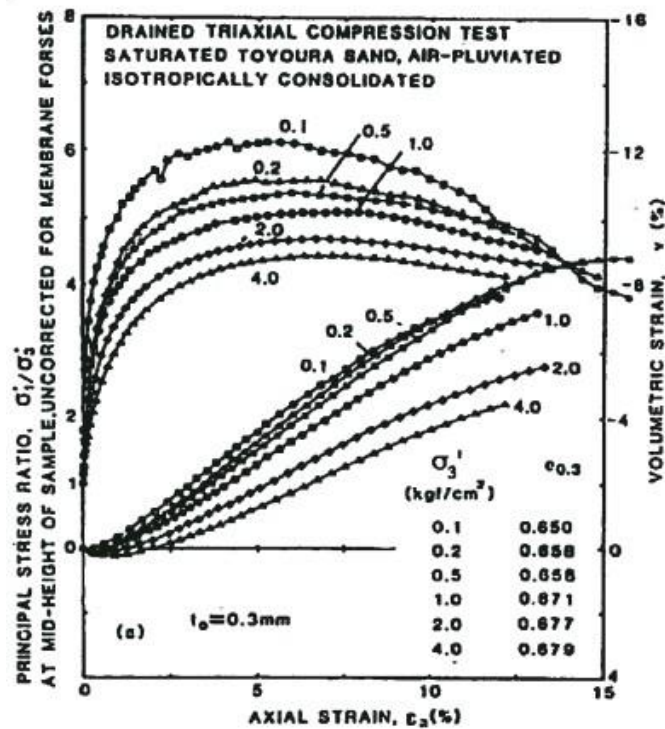


Figure 1-3 Résultats d'essai monotone drainé du sable de Toyoura en termes de rapport de contrainte déformation volumétrique. vs déformation axiale (Fukushima et Tatsuoka, 1984, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009).

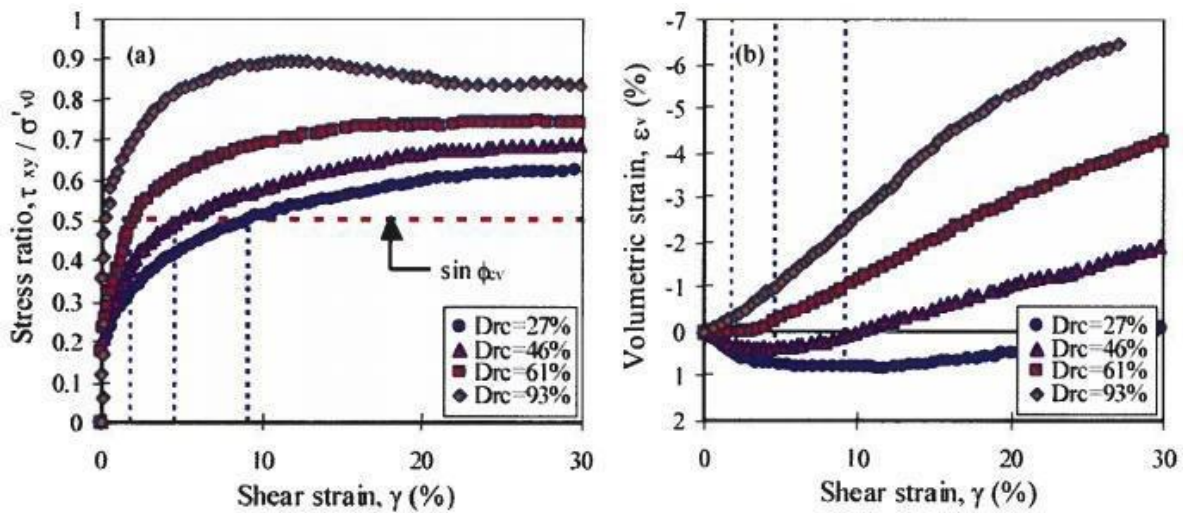


Figure 1-4 Réponse du sable d'Ottawa dans l'essai monotone de cisaillement simple drainé, rapportée par Vaid, et al (1981) en termes de (a) contrainte-déformation ; et (b) déformation volumétrique vs déformation de cisaillement (adaptée de Parc, 2005, cité par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

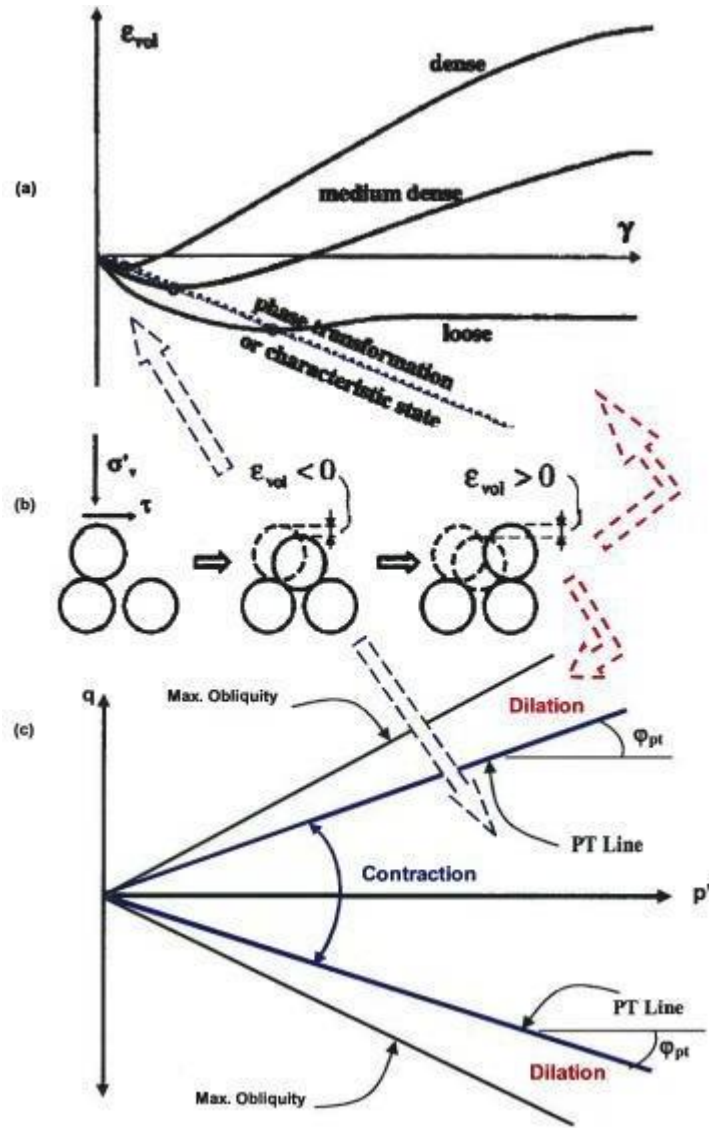


Figure 1-5 Régions typiques de dilatation et de contraction pour des sables : (a) dans l'espace de déformation ; ϵ_v vs. γ . (b) déformation de grains ; et (c) l'espace de contrainte q vs. p' (par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

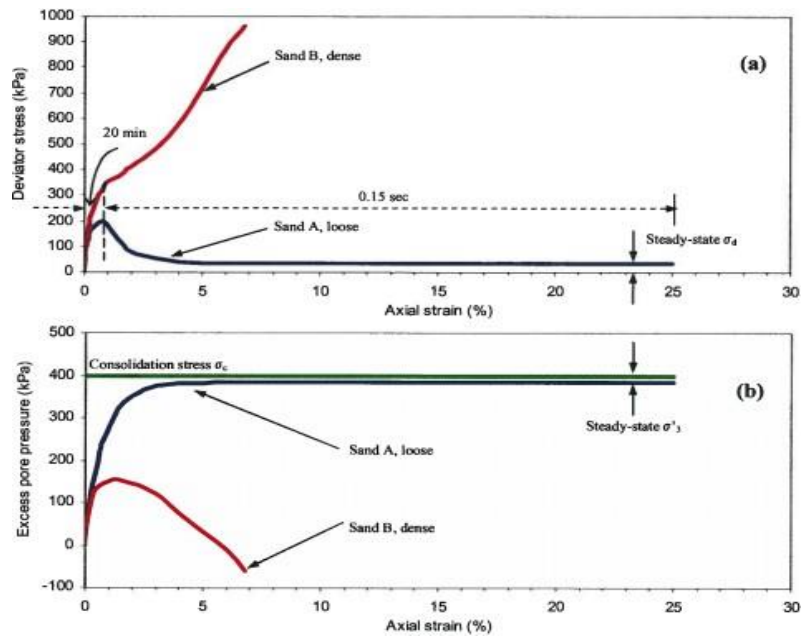


Figure 1-6 Comportement des sables denses et lâches dans un essai triaxial monotone non drainé: (a) déviateur de contrainte vs déformation axiale ; (b) pression de pore excessive vs déformation axiale (par Mahmood Seid-Karbasi, 2009)

1.3.2 Comportement des sables en cisaillement cyclique

La liquéfaction peut également se produire pendant le chargement (cyclique) dynamique dû à la réponse contractive du matériau. Les essais de laboratoire au cisaillement simples cycliques drainé sur le sable par Silver et Seed (1971), Seed et Silver (1972), Youd (1972), Martin et al (1975), et Finn et al (1982) ont prouvé qu'une diminution progressive de volume se produit avec le nombre des cycles appliqué. Quand l'essai est effectué en condition non drainé, la tendance du sol vers la contraction a comme conséquence la génération de la pression interstitielle excessive.

Semblable à l'état monotone, le squelette commande la réponse de sable et le fluide interstitiel contribue comme contrainte volumétrique. Silver et Seed (1971) et Youd (1972) ont réalisé les essais cycliques drainé et conclu que la contrainte de confinement n'a pas un effet significatif sur la compression volumétrique et que les déformations volumétriques augmentent également linéairement avec l'augmentation de l'amplitude de déformation cyclique. Youd (1972) a rapporté que la fréquence de l'application de déformation de cisaillement n'a aucun effet sur la compression volumétrique induite par cisaillement.

Figure 1-7 présente les résultats d'essais du cisaillement simple cyclique drainé, CSS, essais réalisés sur le sable de Fraser River d'une étude rapportée par Wijewickreme et al (2005). Le sable prélevé a eu le $D_r = 40\%$ et a été soumis à une amplitude de déformation cyclique de cisaillement, γ , de 2%. Comme peut être vu de la courbe de contrainte-déformation (figure 1-7.a) la réponse plus douce d'expositions de matériel chargeant dedans la première fois ; cependant, au-dessus du recyclage, l'amplitude de déformation de cisaillement plus grande cause plus de dégradation. Figure 1-7.b et figure 1-7.c indiquent que la déformation volumétrique induite par cisaillement s'accumule (avec le taux décroissant) lors du chargement et décharge pendant le cisaillement de répétition et les portées plus d'à 2.5% après 6 cycles

Cette observation est également en accord avec la réponse cyclique non drainé de cisaillement des sables où la pression interstitielle excessive augmente graduellement avec le nombre de cycles, en dépit des transitoires plus grandes de dilatation dans le chargement fait un cycle pour les sables denses (voir la figure 1-8)

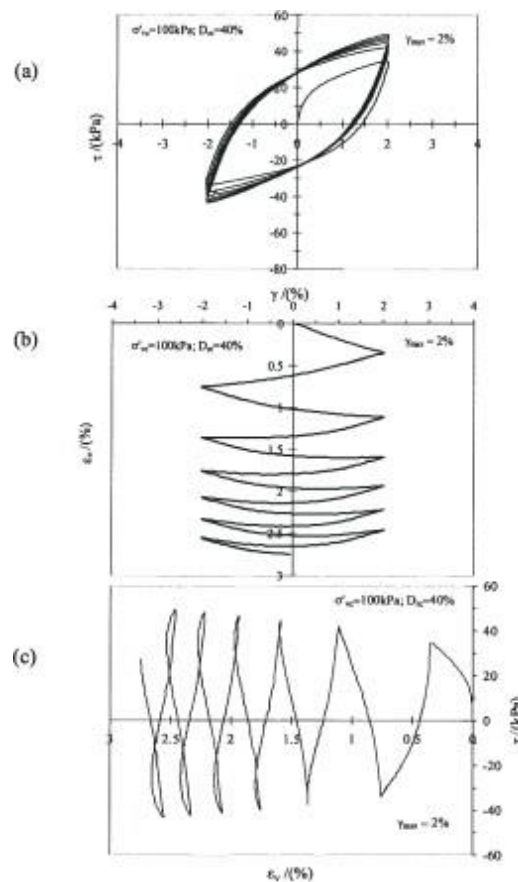


Figure 1-7 : réponse de cisaillement simple cyclique drainé de sable lâche de Fraser River $D_r = 40\%$ en termes de (a) contrainte-déformation, (b) et (c) déformation volumétrique vs la déformation de cisaillement et contrainte de cisaillement, respectivement (Sriskandakumar, 2004, cité par MahmoodSeid-Karbasi, 2009).

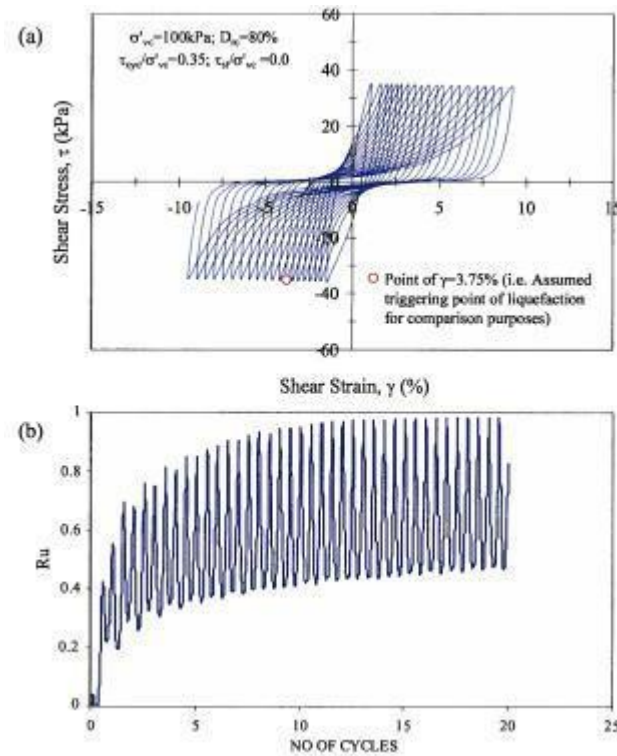


Figure 1-8 Réponses du sable dense de Fraser River de l'essai de cisaillement simple cyclique non drainé en termes de (a) contrainte-déformation, (b) R_u vs le numéro des cycles. (Sriskandakumar, 2004, cité par MahmoodSeid-Karbasi, 2009).

1.4 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- Le basculement d'immeuble.
- la rupture des barrages (remblais hydraulique)
- la rupture des culées des ponts
- le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral du terrain
- etc ...

1.4.1 Barrage de Fort Peck (Liquéfaction statique des sables)

Le cas de barrage de Fort Peck est un exemple classique de la liquéfaction statique. La construction de barrage a été commencée en 1934 sur Missouri River au Montana, environ de 70 milles de sud de la frontière canadienne. Les sables de River et les sols alluviaux granuleux d'amende ont été pompés et déchargés des canalisations le long des bords extérieurs, de ce fait formant des plages inclinant vers la piscine de noyau central. La gradation en résultant du matériel déposé était du plus brut sur le bord externe au plus fin dans la piscine de noyau. La fondation s'est composé des sables alluviaux, graviers et argiles.

Un grand glissement s'est produit dans la coquille ascendante du barrage près de la fin de la construction en 1938. À l'heure de la rupture du barrage était d'environ 60 m de haut avec une pente moyenne de 4H : 1V. La rupture s'est produite au-dessus d'une section de 500 m et a été précédé en enfant plus d'au moins 12 heures avant la rupture. À un moment donné après que ces contraintes initiales qu'une glissière d'écoulement a développées, avec les déplacements très grands (jusqu'à 450 m) et très à plat (pentes finale de 20H : 1V). L'aspect de la rupture était celui des blocs intacts dans une masse de matériel complètement perturbé. Il y avait des zones entre les îles du matériel intact qui ont semblé être en état rapide avec des ébullitions de sable évidentes. La Figure 1.9 montre une vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck illustrant la nature du glissement et de la grande distance s'est déplacé.



Figure 1.9 vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck (corps de l'armée des États-Unis d'Ingénieurs, 1939, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006)

1.4.2 Niigata, Japon (1964)

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

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

Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols. Lorsque la liquéfaction s'est produite, la

résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié.

Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (Figure 1.10).



Figure 1.10 : Inclinaison des bâtiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latérale du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subit une déflexion et se sont déplacés (Figure 1.11).



Figure 1.11 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l' épannage latéral dans le sol (d' après Peter M. Byrne et al, 2008).

1.4.3 Liquéfaction induite par des vibrations de machine

Le remblai de la route (la route 94 au Michigan) a permis de traverser le lac d'Ackerman. Le remblai était un moyen propre à sable fin. La partie de l'eau ci-dessous a été placée à la fin du compactage après le retrait de la tourbe et des sédiments mous du fond du lac. Au-dessus du niveau du lac, le remplissage a été compacté. La surface de route varie d'environ 2 à 4 m au-dessus du niveau d'eau, étant classés d'un côté du lac à l'autre. Les pentes latérales étaient 2H : 1V sur un côté et 4H : 1V sur l'autre.

Le 24 Juin 1987, le remblai a été traversé par un train de six camions vibrosismiques qui ont été effectuant des levés géophysiques pour l'exploration pétrolière. Un vibrosismique est une plaque vibrante qui est pressée contre le sol et excité en utilisant un vibreur poids excentrique sous commande d'ordinateur. Typiquement fréquence est modifiée linéairement lors de l'excitation, dans ce cas de 8 à 58 Hz pendant un temps de 8 secondes. Cela a donné 264 cycles d'amplitude uniforme dans tous les coups notamment sismiques. Cette enquête particulière utilisée six camions dans un train avec les unités vibrosismiques reliés électroniquement pour les maintenir en phase, le train étant étalé sur 74 m de longueur de pare-chocs contre pare-chocs. Figure 1.12 montre un train similaire de camions vibrosismiques.

Figure 1.12 montre la panne provoquée par les camions lorsque les unités vibrosismiques ont été activées sur le dessus du remblai. Notez que deux camions sont presque submergés à la pointe de la pente a échoué. Le conducteur du camion dernière dans le train ont vu la rupture qui développer en face de lui et a pu faire marche arrière ; les camions deuxième, troisième et cinquième glissé dans le lac que le remblai liquéfier. Les conducteurs heureusement échappé à travers les portes ou les fenêtres que les camions a coulé, le camion de suite sont restées debout sur une section de route qui a ruiné. Les conducteurs ont déclaré se sentir comme si la terre avait complètement disparu sous eux et en chute libre, plutôt que glissante dans le lac. La rupture était suffisamment rapide pour provoquer une vague de 4,5 m de haut qui a traversé le lac et détruit un quai.



Figure 1.12 rupture de remblai sur le lac Ackermann déclenché par camions de vibroseis (de Hryciw et al, 1990. Photographies avec bonté fournies par prof. R. Hryciw, d'après Mike Jefferies et Ken Been, 2006,)

1.4.4 Wildlife Refuge, Californie (1987)

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de 12 heures d'intervalle (Holzer et

al.1989, Elgamal et al. 2001). Situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de 2.7 m d'épaisseur sous laquelle il y a une couche de sable silteux liquéfiable de 3.3 m d'épaisseur et la nappe phréatique sur les lieux est de 2 m environ de profondeur. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures de fissures dans le sol (Figure 1.13).



Figure 1.13: Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)

1.4.5 Moss Landing, Californie (1989)

Le séisme de Loma Prieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (Figure 1.14).



Figure 1.14 : Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche (à droite) à Moss Landing. (D'après le Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley; Elgamal et al, 2001)

Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure 1.15



Figure 1.15 : Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina et à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E. Kayen et al, 1998).

1.4.6 Port d'Island, Kobe, Japon (1995)

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





Figure 1.16 : Glissement de murs de quai : Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augmente considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci, (d'après Alisha Kaplan, 2004)



Figure 1.17 : Endommagement des ponts : Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point où le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Jorgen Johansson, 2000).



Figure 1.18 : Endommagement des routes : Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral (d'après Alīsha Kaplan, 2004)

1.4.7 Chi-Chi, Taiwan (1999)

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de $0,5\text{ m}$ à 5 m de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter (d'après Dr Hsein Juang, 2002), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :

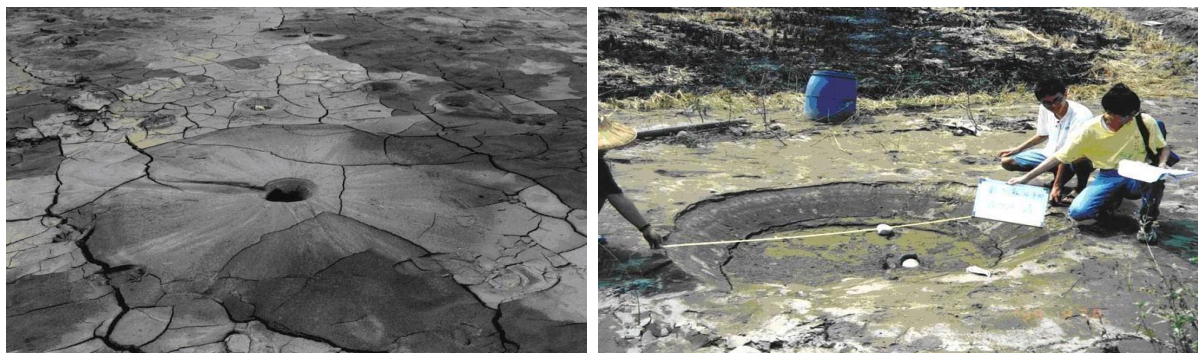


Figure 1.19 : Ebullitions de sable au Comté de Nantou (à gauche) et de Zhanghua (à droite) en Taiwan (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 1.20 : Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 1.21 : Fissures considérables dans le sol à Nantou (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 1.22 : Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taïwan (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 1.23 : Dommages dus à l'épandage latéral du sol en place (d'après Dr Hsein, 2002).



Figure 1.24 Bâtiments renversés à TAIWAN en 1999 (d'après Boua Bilal et Boudrouaz Djamel Eddine 2007)

1.4.8 Adapazari, Turquie (1999)

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter (d'après Peter M. Byrne et al, 2008), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :



Figure 1.25 Ebullition de sable en Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).



Figure 1.26 Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction sisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).



Figure 1.27 renversement d'une structure sous l'effet de la liquéfaction sisme Turquie 1999 (d'après Peter M. Byrne et al, 2008).

1.4.9 Boumerdes, Algérie (2003)

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasia et Africa qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien.

La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses

dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après le *EERI* Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003)

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

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

La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage.

Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (voir figure 1.28).



Figure 1.28 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008).

La liquéfaction due à l'épandage latéral près de la rivière d'Isser est illustrée par la figure (1.29).



Figure 1.29 : Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HADDADENE Nacima 2008)

*A gauche : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ;
A droite : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.*

Près de la ville de Zemmouri, plusieurs sites se sont liquéfiés (voir figure 1.30).



Figure 1.30 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri (ébullitions de sable). (D'après le EERI, 2003, cité par Hadaden nassima 2008)

1.4.10 Christchurch, New Zealand (2011)

Le séisme de Christchurch (22 Février 2011) était d'une magnitude 6.3, le tremblement de terre qui a frappé la région de Canterbury en New Zealand, le séisme a été centré sur deux kilomètres à l'ouest de la ville de Lyttelton, et 10 km au sud-est du centre de Christchurch. Il s'ensuit près de six mois après le tremblement de terre de Canterbury de magnitude 7.1 (4 Septembre 2010), qui a causé des dommages importants à Christchurch et la région centrale de Canterbury.

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



Figure 1.31 : Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011)



Figure 1.32 : Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)



Figure 1.33 : Ebullitions de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

1.5 Les facteurs influençant la liquéfaction

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

1.5.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, telles que l'accélération et la durée de la secousse, détermine la déformation de cisaillement qui cause la contraction des particules de sol et le

développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme. Le potentiel de liquéfaction augmente à mesure de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de secousse. Ces tremblements de terre qui ont la magnitude la plus élevée produira à la fois l'accélération la plus grande et la plus longue durée des secousses. Une analyse de la liquéfaction serait normalement pas nécessaire pour les sites ayant une accélération horizontale maximale à la surface du sol a_{\max} inférieure à 0,10g ou une magnitude M_w inférieur à 5.

1.5.2 La nappe phréatique

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

Sur les sites où la nappe phréatique fluctue de manière significative, le potentiel de liquéfaction sera également fluctuer. En règle générale, le niveau des eaux souterraines plus haut historique doit être utilisé dans l'analyse de liquéfaction à moins d'autres informations indiquent un niveau supérieur ou inférieur est approprié (Division des Mines et de Géologie, 1997).

Poulos et al. (1985) affirment que la liquéfaction peut également se produire dans les très grandes masses des sables ou limons qui sont secs et lâche et chargé si rapidement que la fuite d'air dans les vides est limitée. Un tel mouvement des sables secs et lâche est souvent désigné comme le sol en mouvement ou en cours de mouvement. Bien que le sol tels que mentionnée qui s'écoule liquéfié fait, dans ce texte, un tel sol déformation ne sera pas appelé liquéfaction. Il est préférable de considérer que la liquéfaction ne se produit que pour les sols qui sont situés en dessous de la nappe phréatique.

1.5.3 Type de sol

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

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

Ces résidus ont été montré à exposer aussi bas une résistance à la liquéfaction du sable propre.

Seed et al. (1983) a déclaré après baser sur des tests en laboratoire et performances sur le terrain, la grande majorité des sols cohésifs sera liquéfient pas en cours de tremblements de terre. En utilisant des critères initialement prévue par Seed et Idriss (1982) et par la suite confirmée par Youd et Gilstrap (1999), et Bray et al, (2004), pour un sol cohérent pour liquéfier, il doit satisfaire à toutes les trois critères suivants :

- Fraction des fines inférieurs à 0.005 mm < 15%
- Limite de liquidité $LL < 35\%$
- Teneur en eau normale $> 0.9 LL$

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

1.5.4 La densité relative de sol D_r

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

Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique. Poulos et al. (1985) affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier. En substance, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainés est supérieure à leur résistance au cisaillement drainés.

1.4.5 La taille des particules

Les sols non plastiques de granulométrie uniforme ont tendance à former plus instable arrangements de particules et sont plus sensibles à la liquéfaction.

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

1.5.6 Les conditions de drainage

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

1.5.7 Pressions de confinement

Plus la pression de confinement est grande, moins le sol est susceptible à la liquéfaction. Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde, un sol qui est situé sur une surface souterraine de fond, et un excès de pression appliquée sur la surface de sol. Les études de cas ont prouvé que la zone possible de la liquéfaction s'étend habituellement de la surface au sol à une profondeur maximum

d'environ 15 m. Des sols plus profonds généralement ne liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées.

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

1.5.8 La Forme des particules

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

1.5.9 L'âge géologique et la cimentation

Les sols nouvellement déposés ont tendance à être plus sensibles à la liquéfaction que les anciens dépôts de sol. Il a été démontré que plus un sol est soumis à une pression de confinement, plus qu'ils sont résistant à la liquéfaction (Ohsaki 1969, Seed 1979a, Yoshimi et al.1989).

L'augmentation de la résistance à la liquéfaction avec le temps pourrait être due à la déformation ou compression des particules de sol dans des arrangements plus stables. Avec le temps, il peut être également le développement des liens en raison de la cimentation au niveau des contacts des particules.

1.5.10 historiques d'environnement

Il a été également déterminé que l'historique d'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique (Finn et al. 1970, Seed et al.

1975).

La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de Surconsolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 (Seed et Peacock 1971, Ishihara et al. 1978). Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que le sol sous-jacent a été préchargé, il aura un ratio plus élevé de surconsolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos k_0 . Un tel sol qui a été préchargé sera plus résistant à la liquéfaction de la même terre qui n'a pas été préchargé.

1.5.11 Charge de bâtiment

La construction d'un bâtiment lourd sur un gisement de sable peut diminuer la résistance de liquéfaction du sol. Par exemple, supposer qu'une galette de natte sur la surface au sol soutient un bâtiment lourd. Le sol étant à la base de la galette de natte sera soumis aux efforts de cisaillement provoqués par la charge de bâtiment. Ces efforts de cisaillement induits dans le sol par la charge de bâtiment peuvent rendre le sol plus susceptible de la liquéfaction. La raison est qu'un plus petit effort de cisaillement additionnel sera exigé du tremblement de terre afin de causer la contraction et par conséquent la liquéfaction du sol.

1.6 Evaluation du potentiel de liquéfaction

Plusieurs méthodes ont été proposées pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction et peuvent être divisées en trois catégories : méthodes des contraintes (Seed et Idriss (1971)), méthode de déformation (Dobry et al, 1982) et méthode énergétiques (Law et al 1990). Ces trois méthodes peuvent être implémentées en approche déterministe et probabiliste. La méthode déterministe pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction donne la réponse oui ou non si le sol est liquéfiable ou non. L'approche probabiliste évalue la liquéfaction en termes de probabilité d'occurrence. L'avantage majeur des approches probabilistes, c'est que les incertitudes associées aux paramètres du sol sont quantifiées. (Martin et al, 1975)

1.6.1 Méthode de contraintes cycliques

La méthode des contraintes pour évaluer le potentiel de liquéfaction, initiée par

Seed et Idriss (1967), a été largement utilisée (par exemple, Seed et Idriss 1971, Shibata 1981, Tokimatsu et Yoshimi 1983, Seed et al. 1985, Youd et al. 2001, Cetin et al. 2004, Idriss et Boulanger 2004, Lenz et Baise 2007, Jafarian et al. 2013, Benahchilif et al, 2004 et Ahmadi et Paydar 2014, Ayad et al 2014, Uyanik et al. 2013, Vaid et al. 1981/1990/1985). L'idée de base, telle qu'adoptée par de nombreux chercheurs, est de comparer les rapports des contraintes cycliques (CSR) avec les rapports de résistance cyclique (CRR) du sol.

1.6.1.1 Le rapport de la contrainte cyclique (Cyclic Stress Ratio), CSR.

La contraintes de cisaillement développée à la profondeur du sol h à l'instant t due à la propagation verticale des ondes de cisaillement peut être calculée comme suite :

$$\tau(t)_{rigide} = \frac{\gamma \cdot h}{g} a(t)$$

Si la masse de sol au-dessus de la profondeur h est supposé rigide, $a(t)$ est l'accélération à la surface du sol à l'instant t , γ est le poids volumique du sol, et g est l'accélération de la pesanteur. (Hynes et Olsen, 1998)

En raison du fait que le sol se comporte comme un corps déformable, comme le montre la Figure 3.12, la contrainte de cisaillement réelle développée sera inférieure à celle prévue par l'équation (3.1), pour une valeur donnée de l'accélération à la surface du sol, $a(t)$.

Un facteur de réduction des contraintes, r_d , doit être incorporé dans l'équation.

Pour calculer le facteur r_d plusieurs modèles ont été proposés. Lia et Whithman (1986) ont proposés les relations suivantes :

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot d \quad \text{pour } d < 9.15m$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot d \quad \text{pour } 9.15m < d \leq 20m$$

Avec d est la profondeur du sol en mètre.

Ces équations donnent une valeur moyenne de r_d et sont présentées sur la Figure (3.13) avec l'intervalle des valeurs proposées par Seed et Idriss (pour les premiers 15m de profondeur). (Idriss et Boulanger, 2004)

Comme alternative pour l'équation (3.2), Blake (1999) propose une seule équation pour le calcul de r_d :

$$r_d = \frac{1 - 0.4113 \times Z^{0.5} + 0.04052 \times Z + 0.001753 \times Z^{1.5}}{1 - .4177 \times Z^{0.5} + 0.05729 \times Z - 0.006205 \times Z^{1.5} + 0.001210 \times Z^2}$$

Au Japon, r_d est simplement pris égal à : $r_d = 1 - 0.0015Z$

Les facteurs influençant r_d à considérer dans les petits projets sont la profondeur et les valeurs moyennes obtenues par les équations proposées. En général, la méthode simplifiée n'est pas vérifiée pour des profondeurs supérieures à 15m. C'est ainsi que pour des projets importants, les valeurs de r_d sont à discuter. La réévaluation des données et de leur interprétation ont amené Idriss (1999) à proposer les expressions suivantes

$$r_d = \exp(\alpha(z) + \beta(z) M_w)$$

Avec :

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

Un système de calcul de la moyenne pondérée est nécessaire pour convertir les formes irrégulières de l'histoire temps des contraintes de cisaillement sismiques en série équivalente plus simple des contraintes cycles uniformes. En pondération appropriée des cycles de contraintes individuelles fondées sur des données d'essais en laboratoire, il a été constaté que l'amplitude raisonnable à choisir pour la «moyenne» ou de contrainte uniforme équivalent, τ_{av} , est d'environ 65% de la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} ,

$$\tau_{av} \approx 0.65 \cdot \frac{\gamma \cdot h}{g} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

Où a_{max} est l'accélération maximale à la surface du sol. Une variété de méthodes de normalisation peut être ensuite utilisée pour convertir les séries irrégulières des cycles de contraintes de cisaillement cycliques à un nombre "équivalent" de cycles uniformes avec une amplitude τ_{av} .

Le rapport de contrainte cyclique, CSR, telle que proposée par Seed et Idriss (1971), est définie comme la contrainte de cisaillement cyclique moyenne, τ_{av} , développée sur une surface horizontale des couches de sol dues à la propagation verticale des ondes de cisaillement normalisée par la contrainte initiale verticale effective, σ'_v , pour incorporer l'augmentation de la résistance au cisaillement due à l'augmentation de la contrainte effective.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

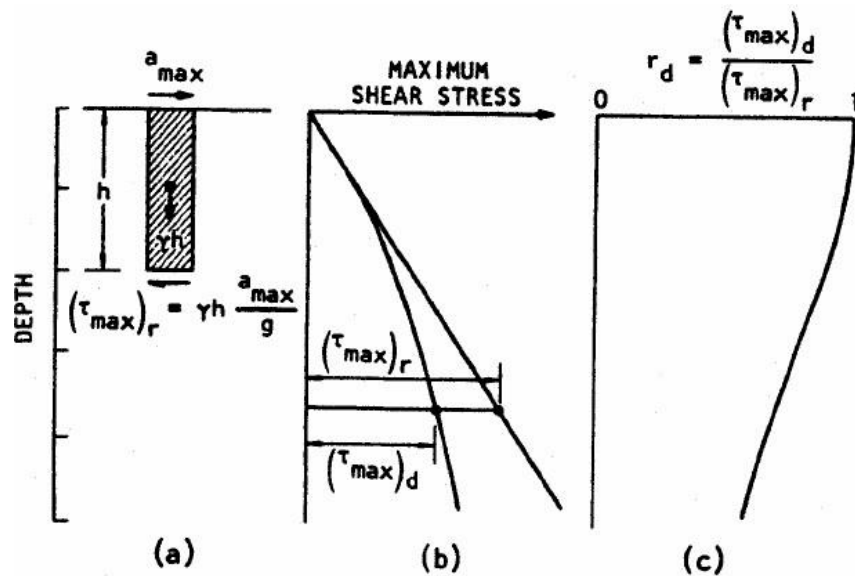


Figure 1.34 : Procédure pour détermination de la contrainte de cisaillement maximale, $(\tau_{max})_r$ (Seed et Idriss, 1982)

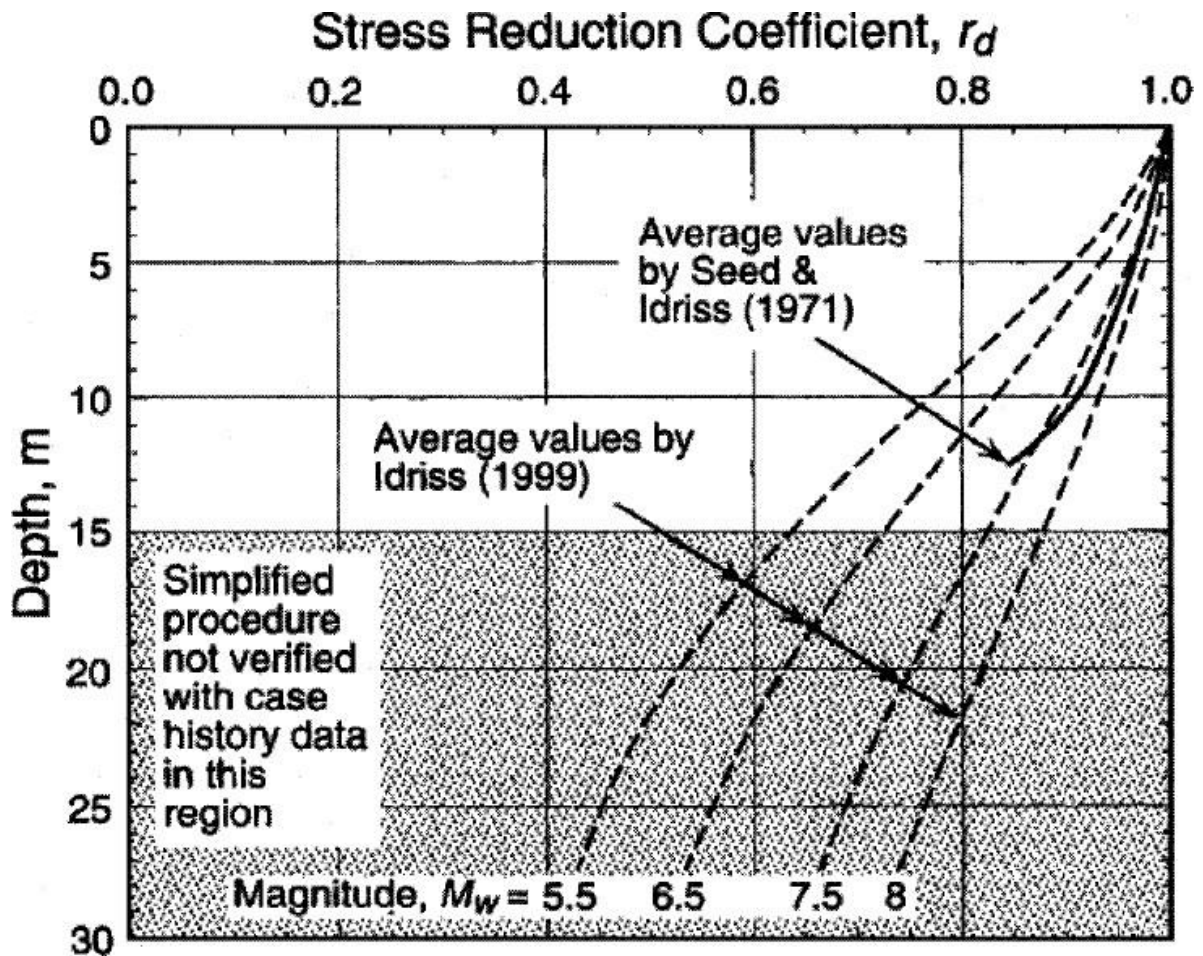


Figure 1.35 : Facteur de réduction de la profondeur r_d en fonction de la profondeur (Andrus et Stokoe, 2000)

Pour incorporer l'effet de la magnitude des secousses sismiques (la durée du séisme ou le nombre de cycles), un facteur de correction de la magnitude va être ajouté dans l'équation suivante :

$$CSR_{7.5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \frac{r_d}{MSF}$$

Le facteur de correction de la magnitude est une fonction de la magnitude du séisme et il est exprimé par Youd et al (2001) par :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56}$$

Il convient de noter que différentes formules de MSF et r_d ont été proposées par de nombreux chercheurs (par exemple, Youd et al. 2001 ; Idriss et Boulanger, 2006 ; Cetin et al. 2004).

1.6.1.2 Essai de pénétration standard (SPT) (Standard Penetration Test)

Les critères d'évaluation de la résistance de liquéfaction basée sur le test de pénétration standard (SPT) ont été plutôt vigoureux au cours des années. Ces critères sont largement incorporés dans le graphe reliant CSR avec $(N1)_{60}$ reproduit dans la figure 1.36. Ce graphique montre la CSR et $(N1)_{60}$ calculé des sites où l'effets de liquéfaction ont été ou non observés à la suite des tremblements de terre passés le long des courbes de CRR séparer les données indicatives de la liquéfaction de données indicatives de non liquéfaction pour différents pourcentage de fine. La courbe CRR de la figure suivent, sont valables uniquement pour magnitude 7,5.

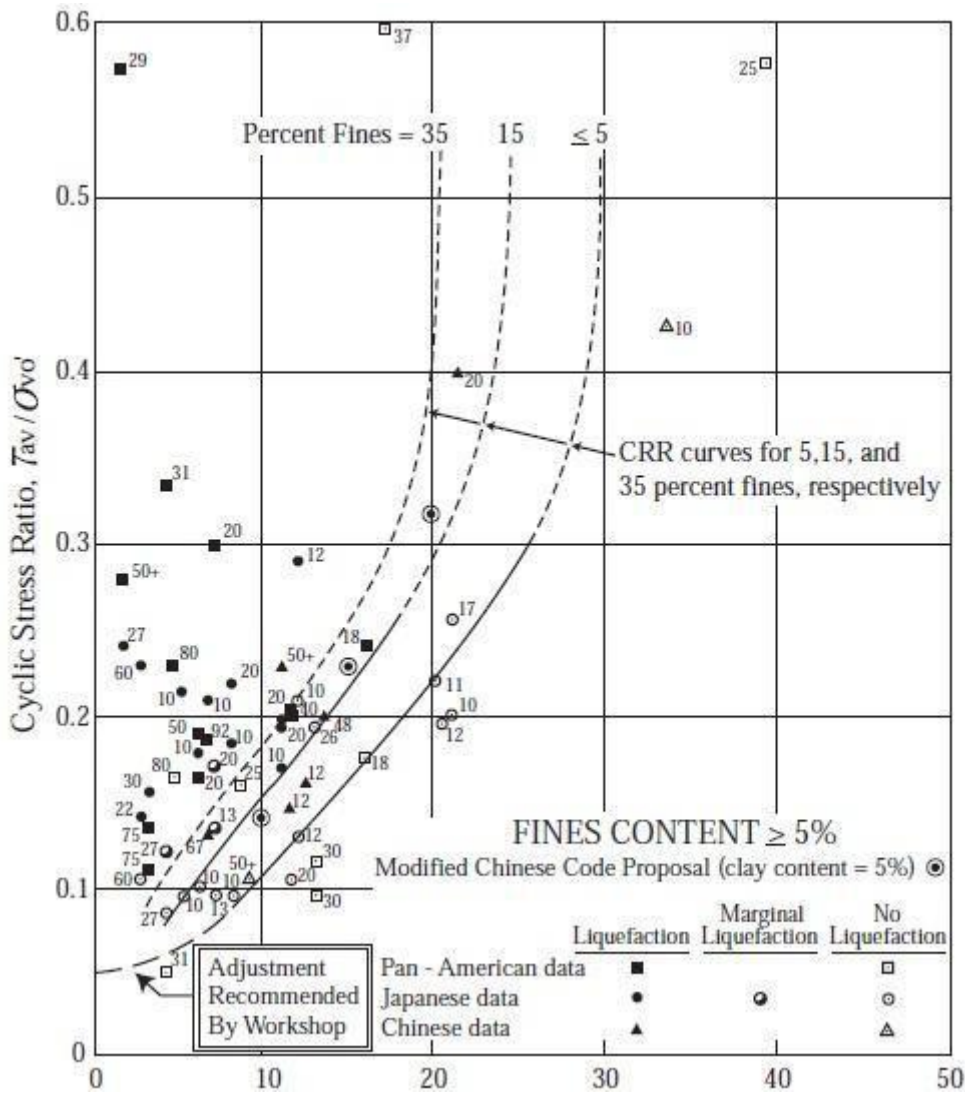


Figure 1. 36 : Facteur de réduction de la profondeur rd en fonction de la profondeur (Andrus et stokoe2000)

L'essai de pénétration standard est l'essai le plus utilisé. Il consiste à déterminer le nombre de coup N nécessaire à l'enfoncement d'un carottier d'une profondeur de 30 cm, tout en prélevant des échantillons remaniés indicatifs des différentes couches traversées. Cette méthode fait intervenir l'indice de pénétration standard normalisé N1.60cs où la notation indicielle associée à la valeur de N a la signification suivante. (Azadi et al, 2010)

- 1 : indique une valeur normalisée pour une charge d'une atmosphère (100 kPa),
- 60 : indique une valeur normalisée pour une efficacité de 60% de l'énergie totale fournie par le mouton,
- cs : indique une valeur normalisée pour un sable propre (clean sand), soit sans particules fines.

Ces conditions ne sont quasiment jamais rencontrées dans la réalité et il faut donc appliquer des facteurs de corrections appropriés. Dans le cas d'un sable propre, l'indice de pénétration standard $N_{1.60}$ peut être déterminé comme suit (Youd et al, 2001),

$$N_{1.60} = N \cdot C_N \cdot C_R \cdot C_S \cdot C_B \cdot C_E$$

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

CN : facteur de correction pour la contrainte de confinement effective (selon la profondeur),

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

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

CR : facteur de correction pour la longueur des tiges (profondeur du trou),

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

Ces différents facteurs de correction dépendent de différents paramètres et sont présentés dans Youd et al. (2001). Les valeurs proposées pour les termes de correction sont résumées sur le tableau 3.1. S'il y a présence de particules fines, la correction suivante doit également être apportée (Youd et al. 2001).

$$N_{1.60cs} = \alpha + \beta \cdot N_{1.60}$$

Les coefficients α et β sont fonction de pourcentage de particules fines en masse (ou Fines Content – FC) correspondant au passant du tamis #200. Ils prennent les valeurs suivantes selon les cas (Youd et al. 2001),

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ \beta = 1 \end{cases} \quad \text{pour } FC \leq 5\% \\
 \begin{cases} \alpha = \exp(1.76 - (190 / FC^2)) \\ \beta = (0.99 + (FC^{1.5} / 1000)) \end{cases} \quad \text{pour } 5\% < FC < 35\% \\
 \begin{cases} \alpha = 5 \\ \beta = 1.5 \end{cases} \quad \text{pour } FC \geq 35\%
 \end{cases} \quad (3.12)$$

Tableau : Facteurs de correction du nombre de coups N de l'essai SPT

Facteur	Terme	Equipement	Correction
Contrainte de sols sus-jacents	CN		$(P_a / \sigma'_v)^{0.5}$
Rapport d'énergie	CE	Mouton de sécurité Mouton en Donut	0.60-1.17 0.45-1
Diamètre de forage	CB	65-115mm	1.00
		150 mm	1.05
		200mm	1.15
Longueur des tiges	CR	3-4 m	0.75
		4-6 m	0.85
		6-10 m	0.95
		10-30 m	1.0
		>30m	<1.0
Méthode du carottage	CS	Carottage standard	1.0
		Carottage sans revêtement	1.15-1.30

1.6.1.3 Résistance à la liquéfaction

La capacité d'un élément de sol à résister à la liquéfaction peut être estimée par le rapport de résistance cyclique (Cyclic Resistance Ratio, CRR). Ce dernier s'exprime par le quotient entre la résistance moyenne au cisaillement du volume de sol et la contrainte verticale effective initiale. Il peut être calculé de différentes façons suivant le type de test utilisé. (Davis et Berril, 1982), (Davoodi et al, 2013)

La valeur du CRR d'un sol fait intervenir le facteur de correction de magnitude (MSF) Et K_σ la contrainte effective de confinement (qui est exprimée par le facteur K_σ). Les méthodes présentées plus loin établissent toutes des CRR formulés pour un séisme de magnitude 7.5.

Pour pouvoir comparer CSR et CRR, il est nécessaire qu'ils soient exprimés pour une même magnitude. Seed et Idriss (1971) ont développé le facteur de correction de magnitude MSF

reliant le CRR d'une secousse de magnitude M à celui d'une secousse de magnitude 7.5 (et inversement), pour une contrainte $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$ tel qu'exprimé par les expressions suivantes :

$$CRR_{M, \sigma'_v} = CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v=1} = \frac{CRR_{M, \sigma'_v}}{MSF \cdot K_{\sigma}}$$

1.6.1.4 Facteurs de corrections selon le poids des terres et les contraintes de cisaillement initiales

L'état des contraintes joue un rôle important sur la résistance à la liquéfaction d'un volume de sol. L'augmentation de résistance engendrée par une plus grande contrainte de confinement serait indépendante des corrections appliquées sur les résultats des différents essais réalisés sur terrain. Pour pouvoir utiliser la méthode dans le cas de contraintes de confinement élevées, Youd et al. (2001) proposent d'utiliser la méthode de Hynes et Olsen (1999) qui corrige la résistance à la liquéfaction des sables et sables limoneux à l'aide de l'expression suivante ;

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

Où K_{σ} facteur de correction du au poids des terres appliqué au CRR7.5

σ'_{v0} : Contrainte effective verticale initiale [kPa],

P_a : pression atmosphérique (100 kPa),

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

$$\text{Pour } 40\% \leq D_r \leq 60\% \quad 0.7 \leq f \leq 0.8$$

$$\text{Pour } 60\% \leq D_r \leq 80\%, \quad 0.6 \leq f \leq 0.7$$

1.6.2 Evaluation du CRR par l'essai SPT

Après faire tout les corrections précité, on entame le calcul se CRR par plusieurs formules établies par les chercheurs : (Fernandes et al, 2014)

1.6.2.1 Méthode de Toshio Iwasaki et al (1984)

Le CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai de cisaillement cycliques non drainé:

$$CRR = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad \text{Pour } 0.04 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$$

$$CRR = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_v + 0.7}} \quad \text{Pour } 0.6 \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm}$$

N : le nombre de coups de la pénétration standard

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

D50 : le diamètre moyen de particules (en mm)

1.6.2.2 Méthode de Youd et al. (2001)

La corrélation entre le rapport de résistance cyclique (CRR) ajusté à une magnitude $M=7.5$ et une contrainte $\sigma'_v = 1 \text{ atm}$ et la valeur de l'équivalent de sable propre ($(N_{1.60CS})$) pour les sols pulvérulents, peut être déterminée à l'aide de l'expression suivante (Youd et al. 2001) :

$$CRR_{M=7.5} = \frac{1}{34 - (N_{1.60CS})} + \frac{(N_{1.60CS})}{135} + \frac{50}{(10 \cdot (N_{1.60CS}) + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

Cette équation reste valable pour $FC < 5\%$ (sables propres), et $(N)_{1.60} < 30$. Pour $(N)_{1.60} > 30$ on admet directement que le sol est non liquéfiable.

1.6.2.3 Méthode d'Andrus et al (2004)

Andrus et al. (2004) ont proposé l'équation suivant pour le CRR, par l'utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de $(N)_{1.60 \text{ cs}} N_{1.60}$

$$CRR_{7.5} = 0.017 [(N1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 87.7 [(N1)_{60cs}]^{0.253}} \right] - \frac{1}{215}$$

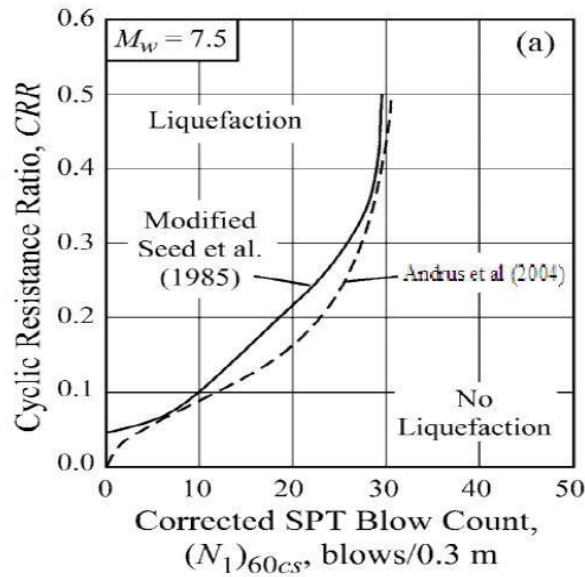


Figure 1.37: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5 (d'après Andrus et al, 2004)

1.6.2.4 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (Figure 1.38), pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin (FC) :

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_v = latm} = \exp \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right)$$

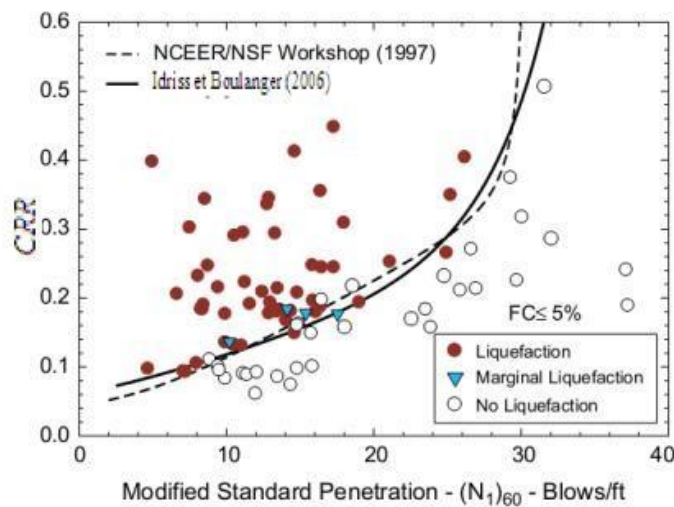


Figure 1.38: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour Mw=7.5 (d'après Andrus et al,

2004)

1.6.3 Evaluation du CRR par l'essai CPT

L'essai CPT est généralement considéré un plus conformé et essai in situ qu'on peut répéter que SPT (Lunne et al, 1997) (cité par, Gutierrez at al 2003), et à la différence de SPT, il peut fournir un profil de sol presque continu. Plusieurs corrélations ont été proposées pour estimer CRR pour le sable propre et le sable limoneux à partir d'une résistance de pointe corrigée d'un essai CPT. (Yazdi et al, 2012)

1.6.3.1 Méthode de Robertson et Wride (1998)

Dans la méthode de Robertson, CRR est calculé comme suit :

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

Le calcul de la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre $(q_{c1N})_{cs}$ à partir de l'équation suivante :

$$(q_{c1N}) = K_c \times q_{c1N}$$

Où

K_c : un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol.

q_{c1N} : La résistance de pointe corrigée

$$\begin{cases} K_c = 1 & \text{pour } I_c \leq 1.64 \\ K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 + 33.75I_c - 17.88 & \text{pour } I_c > 1.64 \end{cases}$$

Avec

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

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

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

1.6.4 Facteur de sécurité

Le facteur de sécurité (FS) par rapport à la liquéfaction est fonction des différents paramètres abordés ci-dessus. Il s'exprime de la façon suivante (Youd et al. 2001) :

$$FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Une valeur de FS supérieure à l'unité indiquerait que le sol n'est pas susceptible à la liquéfaction. Lorsque FS est inférieur à 1, plus la valeur est faible, plus le risque sera important.

Lorsqu'il est très proche de l'unité, la génération des pressions interstitielles sera importante lors d'un séisme mais les risques peuvent être limités et la liquéfaction peut ne pas se développer. Cette situation impose la réalisation d'études plus poussées pour permettre d'identifier les risques avérés.

1.6.5 Estimation de la probabilité de liquéfaction

Une estimation préliminaire de la moyenne de la probabilité peut être obtenue à partir de modèles empiriques (Juang et al. 2008). En utilisant la procédure développée par Juang et al.(2002) la relation entre le facteur de sécurité déterminé par la méthode fondée sur l'essai SPT et la probabilité de liquéfaction est représenté par la relation suivante :

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{1.05} \right)^{3.8}}$$

Cette équation est utilisée seulement pour une estimation préliminaire de la probabilité de liquéfaction dans l'absence des informations sur les incertitudes des paramètres.

L'approche de Hwang et al. (2004) est basée sur la méthode de régression pour l'estimation de la probabilité de liquéfaction en utilisant la relation suivante et qui est basée sur des données des cas de liquéfaction et de non-liquéfaction pendant le séisme de Chi-chi :

(le lecteur peut se référer à Hwang et al. 2004 pour plus de détails).

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp\left(-\left(\beta_0 + \beta_1(N_1)_{60} + \beta_2(N_1)_{60}^2 + \beta_3 \ln(CSR)\right)\right)}$$

$\beta_0, \beta_1, \beta_2, \beta_3$ Sont des paramètres de régression montrés sur le tableau 3.2

Tableau 3.2 : Paramètres du modèle logistique (Hwang et al. 2004)

Paramètres	β_0	β_1	β_2	β_3
Résultats de régression	10.4	-0.2283	-0.001927	3.8

Bagheripour et al 2012 ont estimé la probabilité de liquéfaction en utilisant la relation entre les paramètres sismiques et la résistance du sol. Cette méthode commence par calculer l'indice de fiabilité et puis déterminer la probabilité de liquéfaction, CRR, CSR et FS. La probabilité de liquéfaction est estimée par la relation suivante :

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp\left(-\left(13.5285 + 0.3562(N_1)_{60cs} + 4.6116 \ln(CSR)\right)\right)} \quad (3.30)$$

Il existe plusieurs critères probabilistes des limites de la liquéfaction et non liquéfaction. Le tableau (3.3), présente la classification du potentiel de liquéfaction proposé par Juang et al. (2012).

Tableau 3.3 : Classes du potentiel de liquéfaction des sols (Juang et al. 2012)

Probabilité	Classe	Description (Probabilité de liquéfaction)
85<PI<100	5	Presque certain qu'il va se liquéfier
65<PI<85	4	Liquéfaction très probable
35<PI<65	3	Liquéfaction et non-liquéfaction également susceptible
15<PI<35	2	liquéfaction peu probable
0<PI<15	1	Presque certain que le sol ne sera pas liquéfié

1.7 Conclusion

Ce phénomène étant une perte brutale de la résistance, liée au développement de la pression interstitielle sous conditions non drainées de chargement statique ou cyclique (en général dans les sols saturés non cohérents).

Lorsque la liquéfaction se produit, la résistance du dépôt de sol diminue et sa capacité portante se réduit significativement, en provoquant le basculement des ouvrages qu'il supporte. Le sol liquéfié exerce également une pression plus élevée sur les ouvrages, ce qui peut provoquer des glissements de terrain, des éboulements, l'affaissement ou l'effondrement de superstructures et la rupture des barrages ... etc.

La liquéfaction statique (perte de résistance au cisaillement) se caractérise par l'instantanéité du déclenchement avec une vitesse élevée de propagation d'un volume important de sols à des distances significatives, avec une augmentation de la pression interstitielle.

En situation réelle, le déclenchement et le développement d'écoulements dans un massif de sable lâche saturé est un problème très complexe à prévoir tandis que ça dépend fortement des conditions spécifiques existant sur le site, en terme d'état initial, d'hétérogénéité, de conditions aux limites, d'intensité de la sollicitation, d'autant de facteurs souvent difficiles à évaluer précisément. Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les essais in situ et les essais de laboratoire, c'est le but du chapitre suivant expliquant les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

CHAPITRE 2

AQUISITION ET PRESENTATION DES DONNEES

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les démarches faites pour l'acquisition des données en énumérant les différents organismes sollicités, et les différents documents qu'ils nous ont fournis, ensuite nous présentons le quai sujet du présent travail et ses données géotechniques et sismiques adoptées pour la suite de l'étude.

2.2 Acquisition des données

Pour le choix du quai et la collectes de ses données géotechniques, structurels et sismique, nous avons sollicité certains laboratoires chargés par les maîtres d'ouvrages publics pour les études de sols et la géométrie du quai , il existe peu de données englobant à la fois des essais pressiométriques et statiques et des essais de laboratoires.

Les organismes sollicités sont :

1. Le laboratoire des travaux publics (EST) de la wilaya de Béjaïa
2. La direction des travaux publics de la wilaya de Bejaïa
3. Le laboratoire des travaux publics (EST) de la wilaya Jijel
4. La direction des travaux publics de la wilaya Jijel

Les informations collectées, concernent les projets suivants :

1. QUAI DE LA CASBAH N° : 300/06/FOST.E / 0058 / 2017
2. REHABILITATION DE LA ZONE VISITE DU BMT PORT DE BEJAIA N° :
300/06/FOST.E/0054/2019
3. EXTENSION DU NOUVEAU QUAI- POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA N° :
300/06/FOST.E/0113/2010
4. CONSOLIDATION DU TERRE PLEIN DU POSTE 14 PORT DE BEJAIA N°:
300/06/FOST.E/0015/2019

Ces informations englobent des essais in situ et des essais de laboratoires, (voir Annexes),

Vu l'insuffisance de ces informations, notamment les données concernant la géométrie et la structure du quai, les caractéristique du sol révélateur de sa liquéfaction et l'accélération sismique du site, et vu les mesures de limitation des déplacement et de sollicitations prises par les autorités dans le cadres de la lutte contre la pandémie qui a frappé notre pays et le monde entier , nous étions trouvé dans l'impossibilité de compléter ces données dans les délais qui nous permettent d'achever l'étude dans ses délais, nous avons adopté une géométrie du projet avec des données extraites d'études préalablement établies.

2.3 Présentation des données

2.3.1 Géométrie u projet

Les sols riverains du projet sont constitués de trois couches, appelés sols 1, 2 et 3. Les deux couches supérieures (sols 2 et 3) sont caractérisées par des argiles limoneuses liquéfiables. Les épaisseurs des couches Sol 2 et 3 sont respectivement de 6,5 m et 4,5 m (figure2.3.1).

Le sommet du sol 1 se trouve à 11 m d'altitude et ce sol s'étend sur une profondeur importante sous le quai. Le quai est construit sur un talus riverain de 11 m de haut avec un angle d'inclinaison d'environ 27° . la pointe du pied du remblai est à 11 m d'altitude. Le quai est soutenu par deux rangées de pieux distants de 3 m, et ils ont une longueur de 16 m.

Les pieux s'étendent à travers les sols 2 et 3 et dans le sol 1.

L'espacement de chaque rangée de pieux est de 1 m le long du quai.

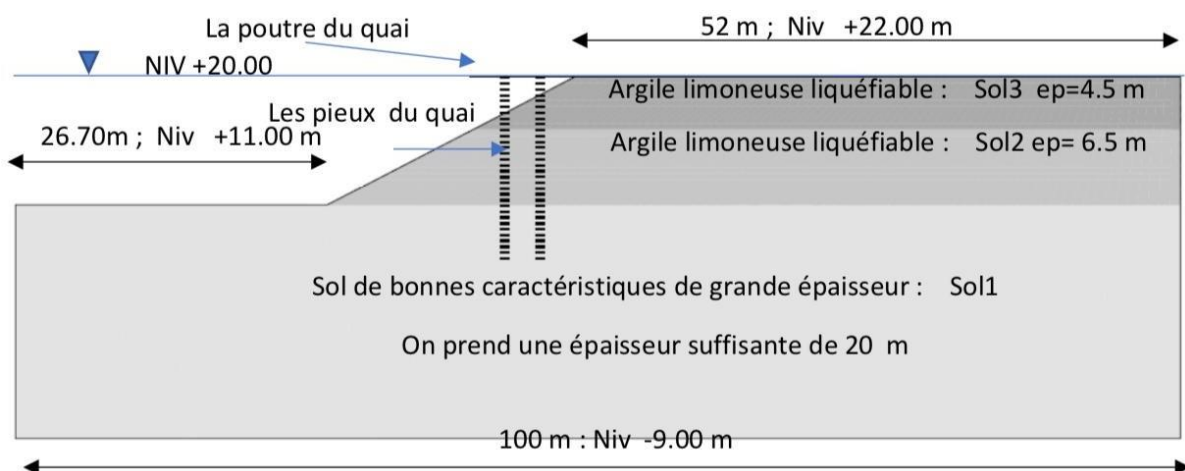


Figure 2. 1: la géométrie du quai constitués de trois couches de sol et les pieux

2.3.2 Caractéristiques et propriétés statiques

Estimation des propriétés statiques représentatives des matériaux (à partir des données collectées)

Les données nécessaires sont :

- Masse volumique sec γ
- Module de Young E et le coefficient de poisson ν qui peuvent donner
 - Le module de compression hydrostatique $\frac{\quad}{(\quad)}$
 - et le module d'élasticité transversal $\frac{\quad}{(\quad)}$
- La cohésion C
- L'angle de frottement φ
- L'angle de dilatation ψ
- La porosité η
- La perméabilité
- Les données de la liquéfaction

Ces données sont données comme suit :

Pour les sols

<i>Propriétés drainées</i>	<i>Sol1</i>	<i>Sol2</i>	<i>Sol3</i>
<i>Masse volumique sec γ en (kg/m³)</i>	<i>2009</i>	<i>1813</i>	<i>1715</i>
<i>Module de Young E en (MPa)</i>	<i>610.9</i>	<i>163.7</i>	<i>163.7</i>
<i>Coefficient de poisson ν</i>	<i>0.3</i>	<i>0.3</i>	<i>0.3</i>
<i>Le module de compression hydrostatique k en (MPa)</i>	<i>509.1</i>	<i>136.4</i>	<i>136.4</i>
<i>Le module d'élasticité transversal G en (MPa)</i>	<i>235</i>	<i>63</i>	<i>63</i>
<i>La cohésion C en Pa</i>	<i>4000</i>	<i>2000</i>	<i>2000</i>
<i>L'angle de frottement φ en°</i>	<i>40</i>	<i>35</i>	<i>30</i>
<i>L'angle de dilatation ψ en°</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>porosité</i>	<i>0.3</i>	<i>0.3</i>	<i>0.3</i>
<i>perméabilité</i>	<i>10⁻¹⁰</i>	<i>10⁻¹⁰</i>	<i>10⁻¹⁰</i>

tableau2. 1 :les propriétés drainées de 3 couche de sol étude

Données de liquéfaction :

La condition de liquéfaction est estimée pour les deux couches supérieures (sol2 et sol3) au voisinage de la pente s'étendant du pied de la pente à $x=95m$.

Le potentiel de liquéfaction est quantifié par les résultats du SPT (pénétration test).

La valeur normalisée $(N_1)_{60}$ de 10 est représentative des sols2 et sol3. Cette valeur est utilisée pour déterminer les constantes **C1** et **C2** dans le modèle

de liquéfaction de Finn-Byrne dans Flac ou **C2** = —

Byrne (1991) note que **C1** peut être dérivé de la densité relative D_r :

$$C1 = 7600(D_r)^{-2.5}$$

Et comme D_r est liée à $(N_1)_{60}$ par la formule empirique :

$$D_r = 15(N_1)_{60}^{1/2}$$

Ce qui donne finalement :

$$C_1 = 8.1(N_1)_{60}^{-1.25}$$

Pour $(N_1)_{60} = 10$, **C₁ = 0.4904** et **C₂ = 0.8156**.

Pour l'eau :

Le module de compression hydrostatique k en (MPa)	200
Masse volumique γ_{wen} (kg/m³)	1000

Tableau2.2 :les Propriétés de l'eau

2.3.3 Caractéristiques et propriétés dynamiques

Les données sismiques sont :

- L'accélérogramme du site donné par le fichier acc1.his

Les caractéristiques dynamiques de tous les sols du modèle de ce projet sont supposés

gouverné par les courbes du facteur de réduction du module de cisaillement (G/G)

et de la courbe du taux d'amortissement (λ),

Dans Flac la fonction modèle hystérétique (default) est utilisée pour simuler ces caractéristiques dynamiques

Les paramètres L_1 et L_2 utilisés dans cette simulation pour reproduire avec une précision acceptable ceux des données SHAKE91, sont ceux donnée par Seed & Sun pour les sols argileux :

$$L_1 = -3.165 \quad ; \quad L_2 = 1.904$$

2.3.4 Caractéristiques des éléments structuraux du quai

Pour les propriétés structurelles du quai :

- Le module d'élasticité (Young) E
- Le moment d'inertie de la section du quai I
- L'aire de la section transversale du quai A
- Le masse volumique γ
- Le diamètre du pieu D
- Les propriétés de l'interface sol pieu :
 - o Rigidité normale K_n
 - o Rigidité de cisaillement K_s
 - o Cohésion normale C_n
 - o Cohésion de cisaillement C_s
 - o Frottement normal φ_n

o Frottement de cisaillement φ_s

tableau 2.3: les propriétés structurelles du quai

	E en (GPa)	I en (m^4)	A en(m^2)	γ en(kg /m^3)	D en(m)
Poutre	20	2.364×10^{-3}	0.305	2000	---
Pieu	20	7.500×10^{-3}	0.05	2000	0.785

Tableau 2.4 : les propriétés de l'interface sol pieu :

	k_n en GN/m/m	k_s en GN/m/m	C_n en (N/M)	C_s en (°)	φ_n en(°)	φ_s en(°)
Sol1	0.01	0.01	4000	4000	40	40
Sol2 et 3	0.01	0.01	1000	1000	30	30

CHAPITRE 3

Présentation de l'outil numérique utilisé et lois de comportement

3.1 INTRODUCTION

La simulation numérique des grands projets géotechniques est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes variés tels que l'interaction sol-structure, la prise en compte des effets dynamiques, la liquéfaction.

Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. De plus, les matériaux présentent généralement un comportement fortement non linéaire et des déformations irréversibles. Le code de calcul **FLAC** est un des meilleurs codes dans le domaine de la géotechnique, et il est ainsi été utilisé tant pour les simulations *bidimensionnelles* que *tridimensionnelles*. Nous présentons ci-dessous les principes du code Flac2D

3.2 GENERALITES

FLAC (Fast Lagrangien Analysis of Continua), c'est un code en différences finies développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient lorsque leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi *contrainte/déformation* linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage

peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités de Flac (et de tous les logiciels ITASCA) est le macro-langage *FISH*, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement. La formulation de Flac est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation-construction-chargement.

Starfield et Cundel (1988), fondateurs du Code Flac, ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différentes de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boite noire qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et de l'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement).

Au contraire, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est approprié d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

Avant de discuter les particularités du code Flac2D et Flac3D il est nécessaire de donner un aperçu rapide sur la méthode de différences finies adoptée dans ce code.

3.3 DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL

3.3.1 Méthode des différences finies (FDM)

En rendant la complexité des calculs une chose du passé, l'évènement de l'ordinateur a révolutionné les sciences de l'ingénieur, des problèmes, autrefois considérés insolubles avec les méthodes classiques, sont maintenant facilement accessibles avec les méthodes numériques. Une de ces méthodes est la méthode des différences finies. De ce point de vue, elle constitue un outil formidable à la disposition de l'ingénieur.

De nos jours, l'emploi de la méthode s'est généralisé à d'autres domaines en particulier la mécanique des fluides, l'aéronautique, le magnétisme, transfert de chaleur et les problèmes couplés. Elle permet de résoudre tout problème défini par des équations aux dérivées partielles avec conditions aux limites.

Un problème d'ingénierie est généralement représenté par un modèle mathématique ; des équations aux dérivées partielles sur un domaine géométrique avec des conditions aux limites sur les frontières de ce domaine. De plus, étant un problème continu, il possède une infinité de degrés de liberté. A l'exception de quelques cas ayant une géométrie très simple, il est très difficile sinon impossible de trouver une solution analytique au problème et d'étudier son comportement en une seule opération. Pour trouver une solution, l'ingénieur est donc amené à remplacer le système continu par un système discret équivalent ayant un nombre fini de degré de liberté.

Actuellement, l'ingénieur a le choix entre plusieurs méthodes dont deux méthodes numériques sont très répandues dans le domaine de construction. La MDF est très attrayante par sa simplicité quand il s'agit des problèmes à géométrie régulière. Par contre, elle est très difficile à généraliser aux problèmes à géométrie complexe et des conditions aux limites quelconques. Récemment ce problème est résolu grâce à la programmation de la méthode de Wilkins (Khennane. A).

La méthode des différences finies est donc une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

Le programme en Flac est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

Le logiciel Flac est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « *méthode des éléments lagrangiens* » (Billiaux et Cundall, 1993).

Comme le soulignent Billiaux et Cundall, 1993, la méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles, pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique.

La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par ITASCA est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points dans l'espace.

De plus, le code Flac se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne combiner les matrices élémentaires, ainsi un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode des éléments finis.

3.3.2 Analyse Lagrangienne

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation «

Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3.3.3 Schéma de résolution explicite

Dans ce paragraphe, nous n'allons pas nous intéresser en détail à la méthode de résolution implantée à l'intérieur du code mais uniquement au mode de fonctionnement. Le lecteur intéressé peut se reporter à Marti & Cundall [1982] qui décrit la procédure plus finement.

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique.

Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique.

Le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas. La Figure **III.1** précise bien quant à elle la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Alors, les déformations sont déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique.

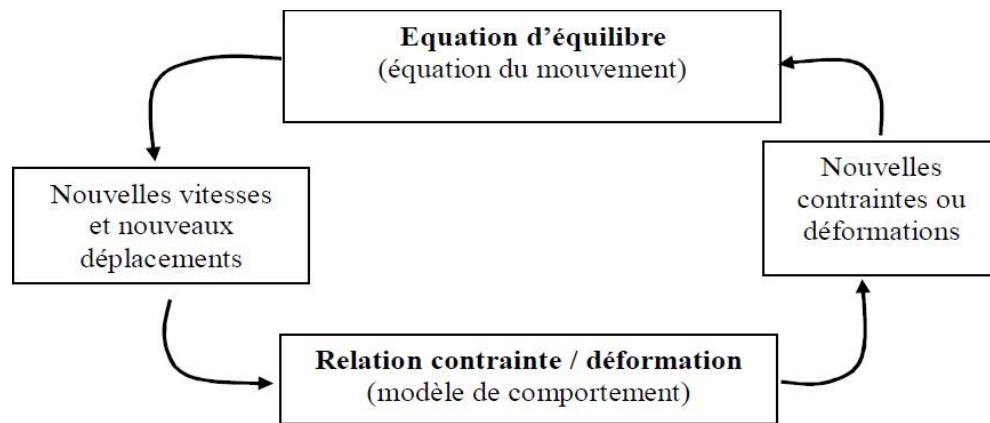


Figure 3.1. Séquence de calcul générale (Billiaux, 1993)

Dans chaque boîte de calcul de la Figure 3.1 on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, elles, restées fixes durant les calculs dans cette boîte. C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002), si un pas de temps Δt assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer pendant une période de calcul.

Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs Δt . Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles et en un pas de temps le plus grand possible afin d'éliminer le risque d'instabilités numériques.

L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée et, dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. Cette forme d'amortissement artificiel permet aux forces de volume de s'évanouir à l'état stationnaire. La constante d'amortissement sans dimension, ne dépend pas des propriétés du système et, permet un amortissement variable d'un point à l'autre (Cundall, 1987). La procédure de résolution explicite n'étant pas inconditionnellement stable, il est nécessaire que la vitesse du front de

calcul soit plus grande que la vitesse maximale de propagation de l'information, pour cela le choix du pas de temps est important en effet il doit être plus petit qu'un certain pas de temps critique (Billiaux, 1993).

Enfin, le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est simplement basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation **3.1**.

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.1)$$

Avec : ρ : masse volumique ; t : temps ; \dot{u} : vecteur vitesse ; x : vecteur position ; g : accélération due aux forces de volume

Les taux de déformations (Équation **3.2**) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation **3.3**) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.2)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \epsilon, k) \quad (3.3)$$

Avec :

- σ_n : nouvelles contraintes

- σ_p : contraintes du cycle de calcul précédent
- ε : déformation
- k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans Flac présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite généralement utilisée en éléments finis.

Le Tableau 3.1 résume ces différences. Notons qu'au cours d'un pas de calcul, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Tableau 3.1. Comparaison entre les méthodes explicite et implicite (Cundall, 1980).

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité.	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution.
Peu de calculs par pas de temps.	Nombreux calculs par pas de temps.
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques.	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables.
Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires.	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires.
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte.	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct.
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum.	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

Toutefois, le critère sur le pas de temps conduit nécessairement à un nombre de cycles de calcul importants, ce qui rend cette méthode peu performante pour les problèmes linéaires en petites déformations.

Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques. La prise en compte de la réelle complexité d'un site comportant de

manière générale ce type de problèmes, la résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

3.3.4 Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a , b , c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure 3.2 La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

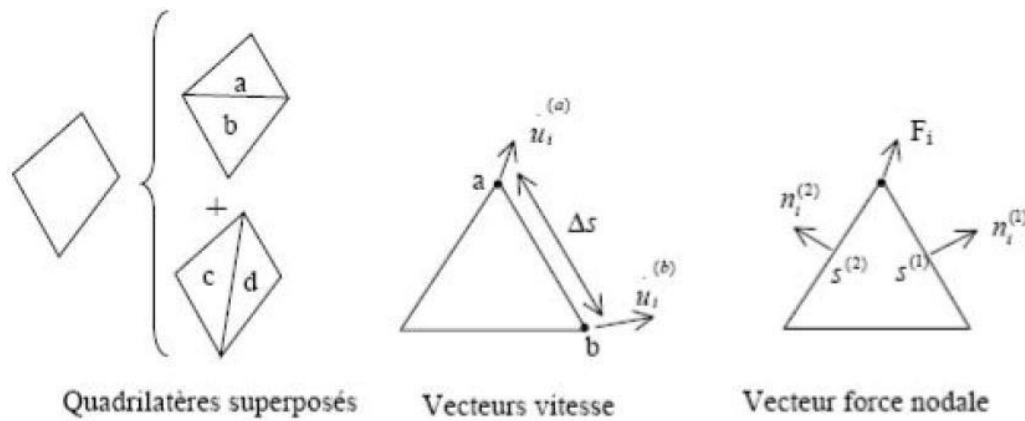


Figure 3.2. Discretisation mixte

A chaque étape de la Figure 3.1 correspond une formulation numérique en différences finies.

Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA$$

(3.4)

Où :

- s : périmètre de l'élément de surface A ,

- n_i : vecteur unitaire normal à s ,
- f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

Le tenseur taux de déformation est donné par l'Équation 3.2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure 3.2):

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} = \frac{1}{2A} \sum \left(\partial \dot{u}_i^{(a)} + \partial \dot{u}_i^{(b)} \right) n_j \Delta s$$

(3.5)

- Δs : distance du point a au point b,
- A : aire de l'élément.

b) A partir du tenseur des déformations e'_{ij} , on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation 3.3).

c) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $F^g = g m_g$

d) ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 1) dont la formulation en différences finies est :

$$\dot{u}_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \dot{u}_i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \sum F_i^{(e)} \frac{\Delta t}{m}$$

(3.6)

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement aux nœuds puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a).

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + u_i^{(t+\Delta t)} \Delta t$$

(3.7)

Amortissement

Les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification, Flac impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail

négatif. \sum est remplacé par \sum $\text{signe}(\quad)$ dans l'équation de Newton de l'étape c). Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire (contrairement à l'amortissement visqueux).

Critère de convergence

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

3.4 FORCES NON EQUILIBREES (UNBALANCED FORCE)

Dans un modèle à éléments finis, il est nécessaire que le processus de chargement soit représentatif de celui subi réellement par le massif. On y arrive en décomposant le chargement total en incréments de charge chaque incrément étant suffisamment petit pour que la solution converge après quelques itérations, malgré la réponse non linéaire du massif.

Toutefois, au fur et à mesure que le système modélisé devient de plus en plus non-linéaire et

que l'incrément de chargement devient de plus en plus petit par rapport au chargement total, la technique incrémentale devient similaire à la modélisation d'un comportement quasi dynamique du massif, répondant à l'application graduelle du chargement total.

Afin de surmonter cela, une technique de relaxation dynamique a été proposée (Otter et al, 1966) et a été appliquée, en premier, aux géomécaniques par Cundall (1971). Dans cette technique, des forces non équilibrées agissent au niveau de points d'intégration matériels, et provoquent une accélération de la masse associée à ces points, en appliquant les lois du mouvement de Newton. Un nouveau bilan des forces est alors dressé pour chaque point d'intégration matériel dans le modèle.

Cette technique d'amortissement a pour effet une accélération de la convergence et réduit considérablement les effets d'oscillation mécanique. De plus, elle a l'avantage de pouvoir gérer des non-linéarités à la fois géométriques et rhéologiques, pour un surcoût de calcul relativement faible qui dépend linéairement du nombre d'éléments utilisés.

Par ailleurs, la divergence numérique révèle en général dans le modèle des comportements provoqués par des anomalies physiques (amorce de rupture, hétérogénéité des matériaux). Une fois que le modèle a été divisé en éléments, que les propriétés des matériaux ont été assignées et que les chargements ont été appliqués, certaines techniques doivent être utilisées pour redistribuer les forces non équilibrées, et donc déterminer la solution du nouvel état d'équilibre. La méthode des différences finies cherche pour cela à minimiser l'énergie potentielle totale du système, afin d'établir les relations d'équilibre : les déplacements sont les inconnues de ces équations simultanées. La force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisé comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle.

Notons R le rapport en pourcentage de la force non équilibrée maximale sur la force interne représentative. Une valeur de R de 1% à 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu : $R = 1\%$ peut être suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opération, tandis que $R = 0.1\%$ peut être utilisée pour un état final.

3.5 PRESENTATION DU CODE BIDIMENSIONNEL (FLAC2D)

Flac2D a été conçu pour opérer dans un espace *bidimensionnel*. Bien souvent, il est possible

de tirer parti des symétries du système étudié, afin de réduire la complexité du modèle, et donc les temps de calcul. Ainsi, un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions. En effet, si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande largeur, section courante d'un tunnel, etc.) et toutes les autres caractéristiques du modèle (chargement, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un *plan*. Cette analyse, dite en déformations *planes*, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle.

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle ne s'expriment pas en Newton, mais en Newton par mètre (force par unité de longueur).

L'utilisation de modèles *bidimensionnels* permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes *tridimensionnels*, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas *tridimensionnel* que dans le cas *bidimensionnel* et la modélisation est plus approximative.

Le code Flac2D intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau.

Les modèles disponibles dans Flac2D sont : modèle nul (pour les sols retirés ou excavés), élasticité isotrope ou anisotrope, élasto-plasticité (cam-clay modifié, Druker-Prager, Mohr-coulomb standard ou avec écrouissage positif (ou négatif) et écrouissage et changement de volume, élasto-plasticité (Mohr-Coulomb) avec plan de discontinuité localisé (faille, etc.))

En effet, on note que nos simulations à l'aide du code Flac2D se feront en problèmes à axe de symétrie (*batardeaux circulaires*), en faisant appel à la commande : **config gw axi** implantée dans ce code.

3.6 PRESENTATION DU CODE TRIDIMENSIONNEL (FLAC3D)

Flac3D (**F**ast **L**agrangian **A**nalysis of **C**ontinua in **3D**) est un outil avancé pour des études complexes de géotechnique et d'interaction sol-roche / structures. C'est un code qui est utilisé dans l'analyse, essai, et dessin par ingénieurs géotechniques, civil et des mines, et il a une

grande gamme d'application parce que sa possibilité analytique n'est pas limitée à une définition du problème particulière ou type d'analyse.

Grâce à ses nombreuses fonctionnalités, Flac3D résout de multiples problèmes :

- dimensionnement de pentes, talus ou fouilles et analyse de leurs stabilités ;
- dimensionnement de fondations superficielles et profondes ;
- étude de barrages en terre ou en béton ;
- excavations souterraines avec phasage complexes ;
- interaction Sol-Structure ;
- matériaux à loi de comportement spécifique développée par l'utilisateur.

3.6.1 Formulation du modèle 3D en différences finies explicite

On rappelle que Flac3D est un programme en différences finies explicite. Il a pour but d'étudier numériquement le comportement mécanique du milieu continu en trois dimensions quand il atteint l'état d'équilibre ou écoulement stationnaire plastique. La réponse observée du modèle est extraite d'une part, du modèle mathématique particulier, et de la mise en œuvre numérique spécifique d'une autre part.

3.6.2 Description du modèle mathématique

La mécanique du milieu est dérivée des principes généraux (définition de la force, loi du mouvement), et l'utilisation des équations qui définissent le milieu. Les expressions mathématiques qui en résultent sont la mise des équations différentielles aux dérivées partielles (EDP), qui relient les variables mécaniques (contraintes) et variables cinétiques (force et vitesse), qui doivent être résolues pour une géométrie particulière avec leur propriétés, et conditions initiales et aux limites. Un aspect important du modèle est l'inclusion des équations du mouvement, bien que, Flac3D est concerné principalement par l'état des contraintes et déformations du milieu au voisinage de l'état d'équilibre.

3.6.3 Formulation numérique

La méthode de solution adoptée en Flac3D est caractérisée par les trois approches suivantes :

1. approche en différences finies (espace en 1^{er} ordre et dérivées par rapport au temps du variable sont approximés par les différences finies, supposant des variations linéaires de la variable autour de l'espace fini et l'intervalle du temps, respectivement) ;
2. approche du modèle discret (le milieu continu est remplacé par un milieu discret équivalent, où toutes les forces appliquées sont concentrées aux nœuds du maillage tridimensionnel utilisé dans la représentation du modèle) ;
3. approche de la solution dynamique (les termes d'inertie dans l'équation du mouvement sont utilisés comme moyens numériques pour atteindre l'état d'équilibre du système considéré).

Les lois du mouvement du milieu continu sont, au biais de ces approches, transformées en formes discrètes de la loi de Newton aux nœuds. Le système résultant des équations différentielles ordinaires est alors résolu numériquement en utilisant une approche dans le temps en différences finies explicites. Les dérivées spatiales impliquées dans la dérivation du milieu équivalent sont celles qui apparaissent dans la définition des forces dans les termes de vitesse.

Dans le but de définir les variations de la vitesse et l'intervalle de l'espace, le milieu est discrétisé en éléments de forme tétraédrale où les vitesses sont des nœuds du maillage mentionné ci-dessous et représenté sur la Figure 3.3 suivante.

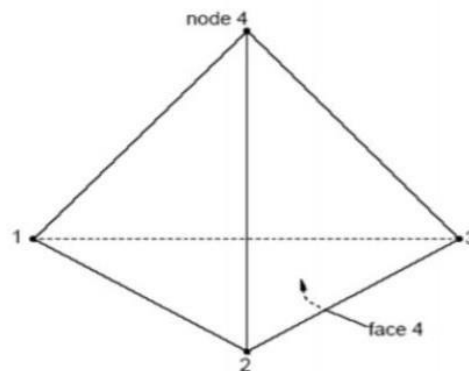


Figure 3.3. Tétraèdre

3.6.4 Nomenclature

Le code Flac3D utilise une nomenclature qui est consistante, en général, avec laquelle sont utilisés en convention les programmes des différences ou éléments finis pour l'analyse des contraintes.

Ici pour clarification, la Figure 3.4 illustre la terminologie de Flac3D.

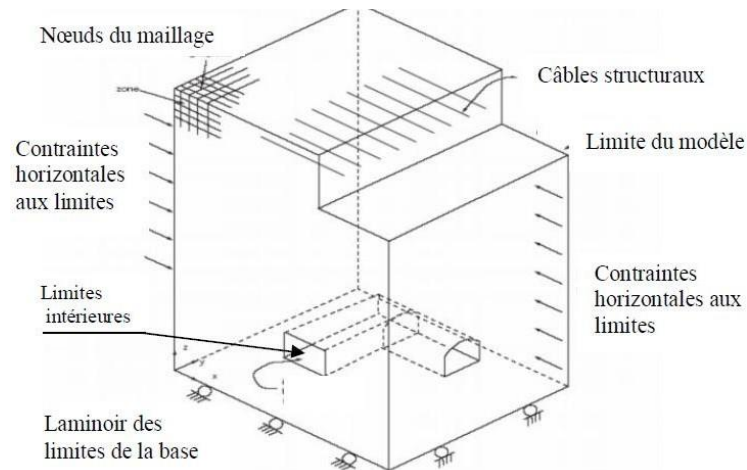


Figure 3.4. Exemple du modèle Flac3D.

a) Modèle Flac3D

Le modèle Flac3D est créé par l'utilisateur pour simuler le problème physique. En référant aux commandes qui définissent les conditions du problème pour la solution numérique.

b) La zone

La zone en différence finie est le petit domaine géométrique dans lequel le changement dans les phénomènes (exemple : les contraintes) est évalué. Les zones polyédrales de différentes formes (exemple : les zones en forme brique, pyramide et tétraèdre) sont utilisées pour créer et voir la perspective des modèles.

c) Zone nulle

Les zones nulles sont des zones qui représentent des vides (i.e., aucun matériau n'est présent) à l'intérieur du maillage en différences finies.

d) Nœuds de maillage

Ils sont associés avec les coins des zones en différences finies. Il y'a cinq, six, sept ou

huit nœuds du maillage associés avec chaque zone polyédrale, dépendant de la forme des zones. Des coordonnées x , y et z sont attribuées à chaque nœud du maillage, ainsi spécifient l'emplacement exacte des zones en différences finies. .

e) Conditions aux limites

Ce sont la prescription des conditions contrôlées ou CONTRAINTE autour les limites du modèle (exemple : les déplacements ou forces fixés pour les problèmes mécaniques, limites imperméables pour les problèmes *d'écoulement souterrain*).

f) Conditions initiales

C'est l'état de toutes les variables dans le modèle (exemple : *pressions interstitielles*) préalables pour n'importe change du chargement ou TROUBLE (telle que : excavation).

g) Modèle constitutif

Le modèle constitutif représente le comportement de la déformation et les forces décrites pour les zones du modèle Flac3D. Plusieurs modèles constitutifs sont disponibles en Flac3D pour assimiler les différents types des comportements communs associés avec les modèles géologiques. Le modèle constitutif et les propriétés du matériau peuvent être attribués individuellement dans les modèles en Flac3D.

h) Sous maillage (SUB-GRID)

Le maillage en différences finies peut être composé par de sous mailles. Ces dernières peuvent être utilisées pour créer des régions de différentes formes dans le modèle (exemple : le sous maillage d'un *barrage* peut être placé sur le sous maillage de la fondation). Le sous maillage est généré séparément, déplacé et attaché en ensemble.

i) Interface

Une interface est la connexion entre les mailles qui peuvent être séparées (exemple: baisse ou ouverture) pendant le processus de calcul. Une interface peut représenter une discontinuité physique comme l'interface entre deux différents matériaux.

j) Groupe

Le groupe en modèle Flac3D renvoie à la collection des zones identifiées par un seul nom.

Les groupes sont utilisés pour limiter le rang de certaines commandes de Flac3D, comme pour la commande *MODEL* qui attribue les modèles matériels aux groupes désignés.

3.6.5 La solution statique

La solution statique est atteinte en Flac3D lorsque le taux de changement de l'énergie cinétique dans le modèle s'approche d'une valeur négligeable. Ceci est obtenu en appliquant l'équation du mouvement. A la fin de l'étape de l'état statique, le modèle sera à l'état d'équilibre ou l'état de *l'écoulement permanent* du matériau si une part ou tout le modèle est instable au-dessous des conditions des charges appliquées. Ceci est le calcul par défaut de Flac3D. Les solutions statiques mécaniques peuvent être couplées pour *l'écoulement souterrain* transitoire ou les solutions de transfert de chaleur.

3.6.6 La solution dynamique

Pour la solution dynamique, toutes les équations dynamiques de mouvement (y compris les termes d'inertie) sont résolues ; la génération et la dissipation de l'énergie cinétique affectent directement la solution. Les solutions dynamiques sont nécessaires pour les problèmes provoquant de haute fréquence et charges de courtes durées. (Exemple : chargement séismique ou explosive). Le calcul dynamique est un modèle optionnel pour Flac3D.

3.6.7 Le maillage en différences finies

Le maillage en différences finies recouvre le domaine physique analysé. Le petit maillage qui peut être analysé par Flac3D constitué seulement d'une seule zone. Plusieurs problèmes, cependant, sont définis par des mailles constituées de centaine ou de milliers de zones. Le maillage en Flac3D est spécifié par les coordonnées x , y et z . Tous les nœuds du maillage et les zones centrées sont définies par le vecteur position $v(x,y,z)$.

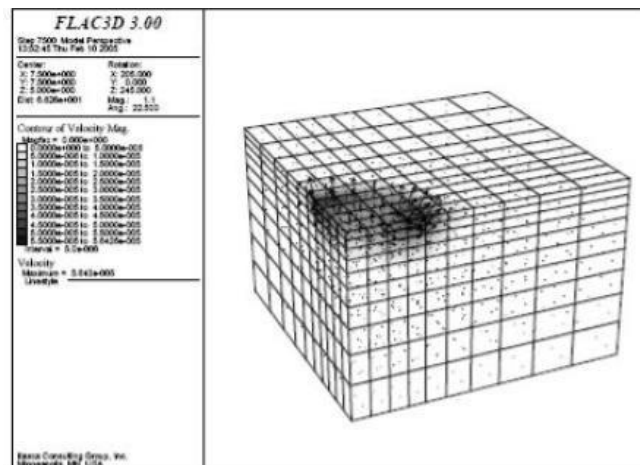


Figure 3.5. Maillage en différences finies avec 1000 zones

3.6.8 Création de fichiers de données en Flac3D

L'utilisateur a le choix d'exécution de Flac3D interactivement (i.e., entrer les commandes de Flac3D dans son environnement) ou via des fichiers de données (appelés aussi '*batch file*'). Le fichier de données est un fichier créé par l'utilisateur contenant les commandes de Flac3D pour le problème à analyser. En général, la création des fichiers de données est la bonne méthode pour utiliser Flac3D. On fait appel aux fichiers de données par la commande CALL. Il est recommandé que l'extension commune des fichiers de données soit '*.DAT' pour entrer des données, et l'extension '*.FIS' pour les fonctions FISH en Flac3D afin de distinguer un fichier des autres types de fichiers.

Flac3D est basé sur un format de commande parce que la plupart des analyses exigent l'utilisation de fichiers d'entrée de données. Flac3D peut être employé comme « laboratoire numérique » pour examiner des idées. L'utilisateur implique un ordre des commandes qui définissent les conditions de problème pour la solution numérique.

Flac3D opère sous toutes les plates-formes Windows, avec opération du mode de commandes disponibles dans une fenêtre de la production standard. Flac3D fournit des formes primitives construites et résolution rapide, hautes capacités graphiques pour activer le processus de la modélisation. Les paramètres de la solution peuvent être spécifiés par l'utilisateur, en maximisant le contrôle de l'utilisateur sur la durée, longueur, et efficacité de l'exécution du modèle. Le contrôle supplémentaire et personnalisé sont disponibles à l'utilisateur à travers le langage de programmation construit puissant de Flac3D, FISH.

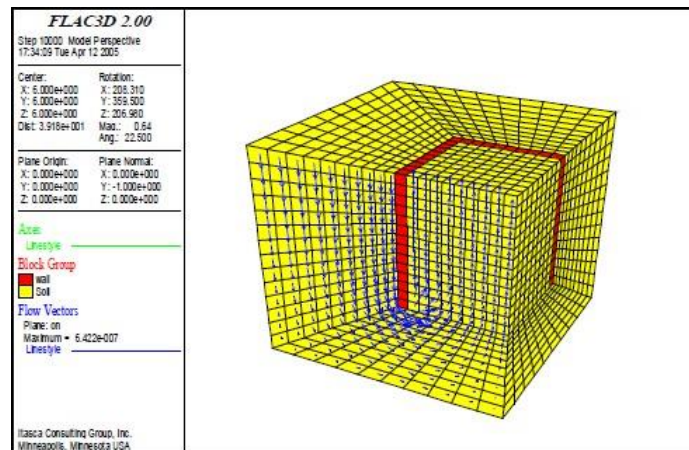


Figure 3.6. Sorte graphique d'un modèle Flac3D. Excavation dans un sol saturé.

3.6.9 Méthodologie de simulation avec Flac3D

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac3D, trois composants fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

1. Générer le maillage ;
2. Définir les paramètres constitutifs ; et
3. Appliquer les conditions initiales et aux limites.

La Figure 3.7 (adoptée du manuel Flac3D) présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'une tranchée. La simulation se fait par phase et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

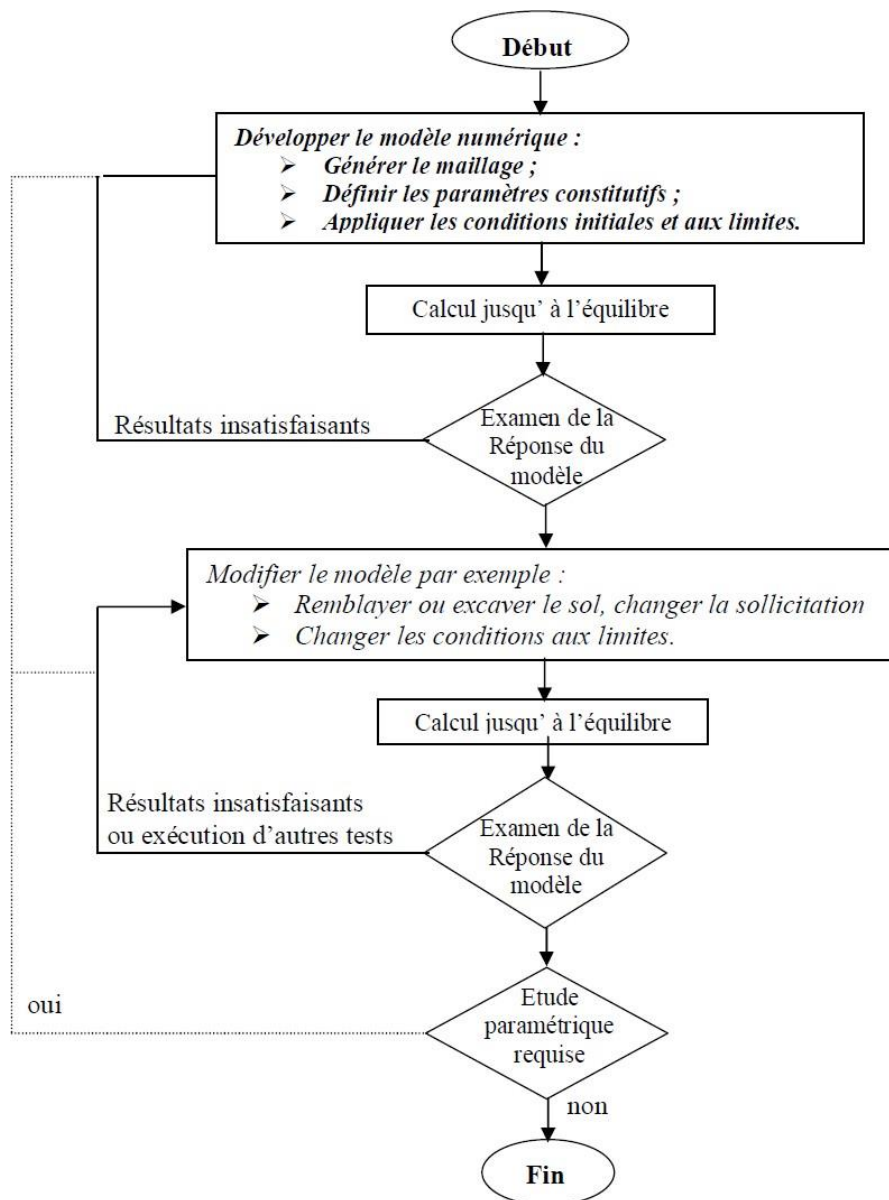


Figure 3.7. Méthodologie de modélisation numérique avec Flac (ITASCA Manuel).

3.6.10 Génération de maillage

La génération de maillage dans Flac3D implique de raccorder l'ensemble des formes de maillage de la connectivité spécifique (désignée sous le nom des *primitives*) pour former un modèle complet avec la géométrie désirée. Plusieurs types de formes primitives sont disponibles, et ceux-ci peuvent être reliés et conformés pour créer les géométries tridimensionnelles complexes.

Le maillage de Flac3D est produit avec la commande GENERATE zone. Cette

commande peut être employée indépendamment pour créer un modèle reparté en zones d'une forme primitive ; chaque forme a un type spécifique de connectivité.

Plusieurs formes primitives sont établies dans le générateur pour accélérer la génération de maillage pour des formes de problème simple. Ceux-ci incluent la brique, la cale, la pyramide et des formes de cylindre.

➤ **Orientation des nœuds et les faces dans les zones en Flac3D**

On rappelle qu'une zone est le domaine géométrique fermé, avec des nœuds aux sommets et des faces formant la surface de celle-ci. L'orientation relative des nœuds et les faces est montrée sur la Figure 3.8. Pour les cinq formes primitives du maillage : la brique, pyramide, brique et tétraèdre dégénérés. Chaque face a des *verticaux* ; ces derniers sont identifiés aussi sur la Figure 3.8. Plusieurs commandes de Flac3D et le langage **FISH**, se rapportent à cette orientation.

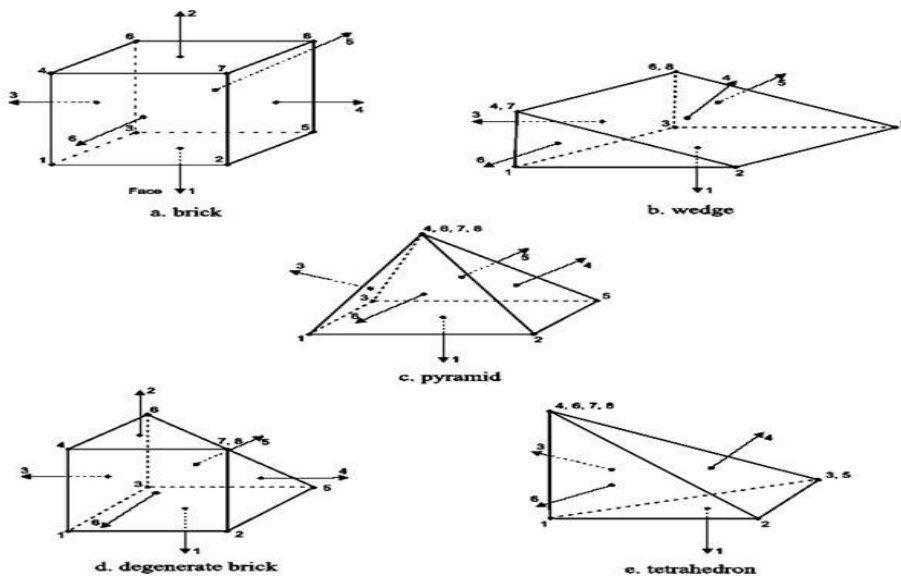


Figure 3.8. Géométrie des zones.

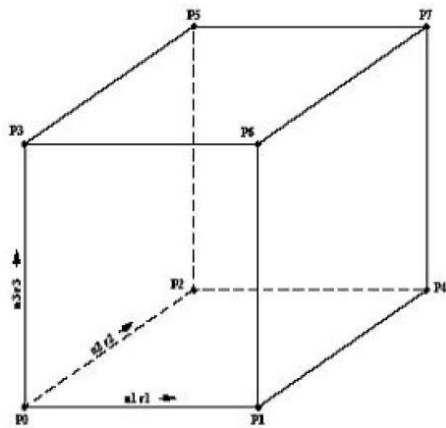


Figure 3.9. Maillage d'une brique- brick

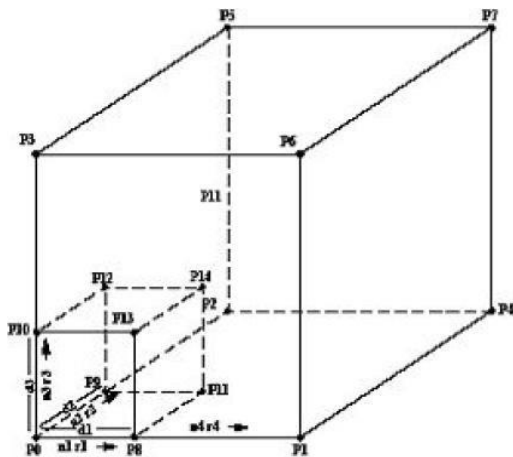


Figure 3.10. Maillage gradué d'une brique – radbrick.

3.7 MODELISATION DE L'ÉCOULEMENT

3.7.1 Modélisation de l'écoulement en Flac

Dans le cas général, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La présence de cette eau dans les espaces interstitiels entre les grains induit des effets mécaniques sur le sol : forces d'écoulement appliquées aux grains, poids déjaugé et consolidation.

Si la perméabilité du sol est élevée, le mouvement de l'eau est instantané et la pression interstitielle n'est pas modifiée. Ainsi, dans le cas d'un remblai construit sur un sol perméable, la pression interstitielle est constamment égale à la pression interstitielle initiale.

En revanche, si la perméabilité du sol est faible par rapport à la vitesse de variation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler de manière instantanée et se met en surpression qui se dissipe dans le temps (*le sol se consolide*).

Le comportement d'un sol perméable est toujours un comportement à long terme (*condition drainée*). Alors que le comportement d'un sol peu perméable évolue entre deux comportements extrêmes :

- Un comportement à court terme lorsque le sol vient d'être chargé ou déchargé. Aucune variation de volume n'a encore pu se produire et les variations des contraintes normales sont reportées totalement ou en partie sur l'eau interstitielle (*condition non drainée*) ;
- Un comportement à long terme lorsque la surpression interstitielle due au chargement du sol s'est dissipée et que le régime d'écoulement de l'eau est devenu permanent (*condition drainée*).

Duncan (1996) a indiqué que, pour les problèmes faisant intervenir des chargements non exceptionnels, les sols dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10^{-6} m/s peuvent être analysés en conditions drainées et les sols de coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s en condition non drainée.

Flac modélise l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux tel que le sol, soit indépendamment de l'effet mécanique (calcul hydromécanique découplé), soit en tenant compte de l'interaction sol- fluide (hydromécanique couplé). Ce dernier type de comportement induit deux effets mécaniques. Dans le premier, le changement de la pression interstitielle génère un changement en contraintes effectives qui peuvent affecter la réponse du solide. A titre d'exemple, une réduction des contraintes effectives peut induire un écoulement plastique. Dans le deuxième, le fluide réagit par un changement de pressions interstitielles à la variation mécanique du volume.

La formulation de l'écoulement de Flac est basée sur des relations simples, en utilisant la loi de Darcy pour un milieu poreux anisotrope. L'effet de gravité est incorporé dans la formulation afin de permettre à l'eau de migrer en toute zone non totalement saturée.

Avec cette formulation, une surface libre apparaît naturellement dans un calcul d'écoulement.

Dans le cas des problèmes couplés drainés, la convergence au régime statique peut être très lente (plusieurs pas de calcul mécanique sont nécessaire pour garder l'équilibre quasi statique) quand le module volumique de l'eau est très grand par rapport au module de confinement du sol $K + (4/3) G$. Plusieurs stratégies de modélisation sont disponibles en Flac pour approcher les différents processus couplés. L'une consiste à supposer que les pressions interstitielles nodales soient fixes. Cette approche ne nécessite pas de mémoire supplémentaire dans le calcul. Elle peut être représentative dans le cas des sols grossiers baignés par une nappe statique sans écoulement. Les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure, que le changement est appliqué et que l'on peut considérer que le champ de pressions d'eau est invariant. Ce champ de pression d'eau se traduit par des actions simples sur le sol et les éléments de structure. Ainsi, le sol se trouve simplement déjaugé tandis que les éléments de structure se trouvent soumis à des champs de pressions simples.

Les autres stratégies de Flac utilisent la configuration **Ground water (Config GW)** pour l'analyse de l'interaction sol - fluide. Les plus élaborées nécessitent plus de temps et de mémoire.

3.7.2 Modélisation de l'écoulement en Flac3D

Le code Flac3D manie les deux écoulements complètement saturés, aussi bien que l'écoulement dans lequel une surface phréatique se développe. Dans ce cas, les pressions interstitielles sont nulles au-dessus de la surface phréatique et la phase de l'air est considérée comme passive. La logique est applicable aux matières grossières quand les effets capillaires peuvent être négligés. Les caractéristiques suivantes sont fournies avec la capacité de l'écoulement du fluide :

1. Deux lois de transport de fluide qui correspondent à la perméabilité *isotrope* et *anisotrope* sont disponibles. Le modèle nul de l'écoulement du fluide est aussi fourni pour spécifier des milieux imperméables dans le domaine de l'écoulement.

2. Différentes zones peuvent avoir différents modèles d'écoulement (isotrope, anisotrope ou nul) et propriétés.

3. Les pressions du fluide, flux et les conditions aux limites peuvent être prescrites.

4. Les sources du fluide (puits) peuvent être insérées dans le milieu comme point sources ou source volume. Ces sources correspondent à l'écoulement entrant ou écoulement sortant et varie avec le temps.

5. Les deux algorithmes de solutions explicite et implicite de l'écoulement du fluide sont disponibles complètement pour les simulations des sols saturés. Une méthode explicite de solution est utilisée pour l'écoulement saturé/non saturé.

6. Coupler entre les calculs mécaniques et hydrauliques dus aux grains déformables est fourni à travers le coefficient *Biot*, α .

7. Coupler au calcul thermique est fourni à travers l'expansion du coefficient thermique linéaire, α_t , et du coefficient thermique non drainé, $\hat{\alpha}$.

8. La logique de l'écoulement thermique du fluide est basée sur une théorie linéaire qui assume des propriétés constantes du milieu et des négligences de la convection. Les températures du fluide et du solide sont équilibrées localement.

3.7.3 Modélisation de l'écoulement de l'eau avec le calcul de la surface phréatique

Flac3D modélise l'écoulement de l'eau dans lequel une surface phréatique se développe, comme l'écoulement entièrement saturé. Les pressions interstitielles sont nulles au-dessus de la surface phréatique et la phase d'air est négligée en tant que passive. La logique appliquée aux matériaux suppose que les effets capillaires peuvent être négligés.

Deux lois de transport des liquides sont disponibles correspondant à la perméabilité isotrope et anisotrope. Le modèle nul d'écoulement du fluide est fourni pour indiquer les

matériaux imperméables, et les différentes zones peuvent avoir des différents modèles et propriétés de l'écoulement du fluide.

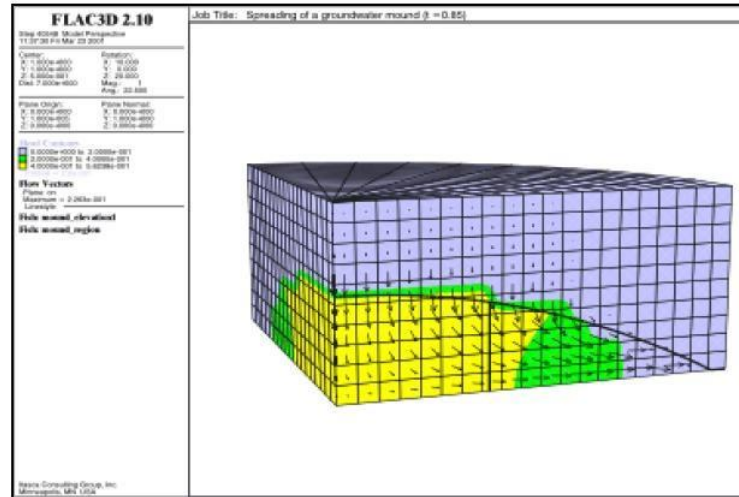


Figure 3.11. Propagation d'un monticule d'eaux souterraines dans un milieu saturé.

3.8 ELEMENTS DE STRUCTURE

Afin de simuler la paroi moulée, les butons et les tirants d'ancrage, des éléments structurels sont mis en œuvre. Deux types d'éléments permettent de modéliser les tirants : les éléments câble et les éléments barre. La description faite de ces éléments correspond à leur utilisation en deux dimensions (Flac2D).

3.8.1 Eléments câble

Lorsque le renforcement est utilisé pour augmenter la résistance au cisaillement du sol, des éléments câbles peuvent être mis en œuvre. Ces éléments peuvent notamment modéliser des clous, tirants à ancrage réparti ou ponctuel pouvant être précontraint et des boulons.

Les éléments câbles sont des éléments finis rectilignes à un degré de liberté par nœud. Ils n'ont pas de résistance à la flexion, leur comportement est uniquement axial. Ces éléments peuvent être ancrés en un point spécifique du maillage ou bien liés au maillage afin qu'une force se développe le long de l'élément lorsque le maillage se déforme. Ces éléments ont

été mis en œuvre afin d'effectuer des modélisations pour lesquelles la nappe de renforcement est soumise à une tension initiale.

3.8.2 Eléments poutre

Les éléments poutre sont des éléments bidimensionnels avec trois degrés de liberté à chaque extrémité (translation en x , en y et rotation). Une représentation est donnée sur la Figure 3.12. Ces éléments peuvent être joints entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs propriétés matérielles. Les éléments poutre sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur et un moment d'inertie. En général, le comportement des éléments poutre est élastique linéaire sans critère de rupture. On attribue ainsi à chaque élément un module d'élasticité E .

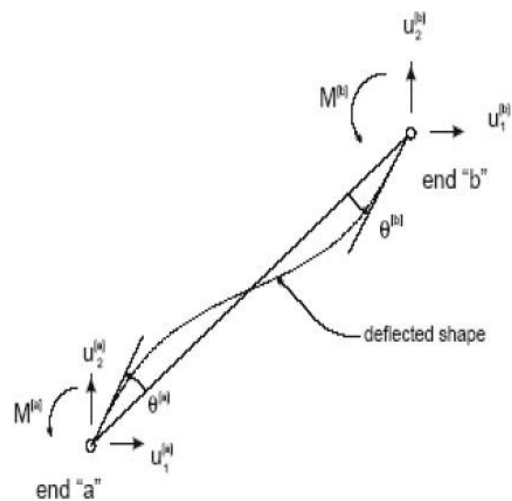


Figure 3.12. Nomenclature pour un élément poutre.

Les éléments poutre sont généralement utilisés pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est importante (butons, poteau, poutre). Des éléments poutre attachés au maillage via des éléments d'interface peuvent également simuler l'effet des géotextiles. En assignant un moment d'inertie nul aux éléments poutre, ceux-ci vont se comporter comme des éléments flexibles qui ne reprennent pas de moments de flexion. La modélisation des interfaces entre les éléments poutre et le maillage permet de prendre en compte l'interaction entre les éléments de structure et le sol environnant.

3.8.3 Eléments barre

3.8.4 Coque, structure mince pouvant reprendre les chargements et les moments fléchissants, et pour laquelle les déformations de cisaillement transverse peuvent être négligées (fondation superficielle, plancher).

3.8.5 Soutènement, coque dotée d'une interface frottant avec le matériau avoisinant (revêtement de tunnel, mur de soutènement).

3.8.6 Soutènement encastré, soutènement qui étend l'interaction avec la grille aux deux côtés du soutènement.

3.8.7 Géogrille, soutènement dont la résistance à la flexion est nulle (géotextile, géomembrane). **Pieu**, poutre qui peut transmettre au maillage des efforts normaux et de cisaillement (fondation profonde).

3.8.8 Boulon, structure avec résistance à la traction qui possède une interface de comportement radoucissant qui simule le coulis d'ancrage.

3.9 MODELES DE COMPORTEMENT

Après avoir présenté le code de calcul, nous allons maintenant décrire brièvement les modèles de comportement de sol, et les éléments d'interface permettant d'introduire des non-linéarités géométriques qui peuvent être rencontrées au cours de la résolution des problèmes.

Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- les modèles plastiques avec entre autres :
 1. le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,

2. le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Tous les modèles sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac. Cela est possible avec **Flac2D** par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage **FISH**). En **3D**, le modèle doit être implémenté en langage **C++**, puis compilé en un fichier **DLL** (**D**ynamic **L**ink **L**ibrary). Cette méthode est également utilisable pour Flac2D. Dans certain cas, cette dernière solution, est nettement plus efficace que la programmation en **FISH** en terme de temps de calcul.

3.9.1 Le modèle élastique linéaire isotrope : Loi de Hooke dans Flac

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées à la réponse en déformations des matériaux. Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur de déformations est relié au tenseur des contraintes, et l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans l'équation **3.8** et dans l'équation **3.9**. Avec l'indice de Kronecke

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.8)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.9)$$

Dans le code de calcul Flac, l'écriture des relations de comportement utilise les modules volumiques et de cisaillement plutôt que le module d'Young et le coefficient de Poisson, les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le Tableau **3.2**.

Tableau 3.2. Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz, 1974)

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de Poisson ν
G, E	G	E	$\frac{GE}{9G-3E}$	$\frac{E-2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K+G}$	K	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$
G, ν	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	ν
E, K	$\frac{3KE}{9K-E}$	E	K	$\frac{3K-E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$3K(1-2\nu)$	K	ν

3.9.2 Le modèle Elasto-Plastique de Mohr-Coulomb dans Flac3D

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte de déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et, de déformations irréversibles. La décomposition usuelle mais qui n'est pas forcément la seule est donnée dans l'équation 3.10.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.10)$$

Avec les déformations totales, les déformations élastiques et les déformations plastiques. Les modèles élasto-plastiques sont basés sur trois notions fondamentales: la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons maintenant exposer les bases pour chacune de ces notions.

3.9.2.1 Notion de surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (élastiques).

- La surface de charge en elle même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastique).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire f appelée fonction de charge :

$$f(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) \quad (3.11)$$

Avec :

- σ_{ij} tenseur des contraintes.
- λ paramètre d'écrouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques.
- A_i paramètre d'écrouissage cinématique.

Trois cas de figure se présentent donc :

- ♦ $f < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.
- ♦ $f = 0$ Les déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.
- ♦ $f > 0$ Etat de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f=0$ deux cas de comportement élasto-plastiques sont possibles :

- a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage.
- b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écrouissage).

3.9.2.2 Notion de règle d'écrouissage

Afin de mieux comprendre la notion d'écrouissage, nous allons nous placer dans le cas d'un essai de traction ou de compression uniaxiale (Figure 3.13).

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire que quand on décharge on revient en O . Le point A , représentant le point limite au delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initial ou "limite élastique". Après l'avoir franchi, et si étant au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD . La déformation qui reste OD est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF , F étant le prolongement du chemin OAB . Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

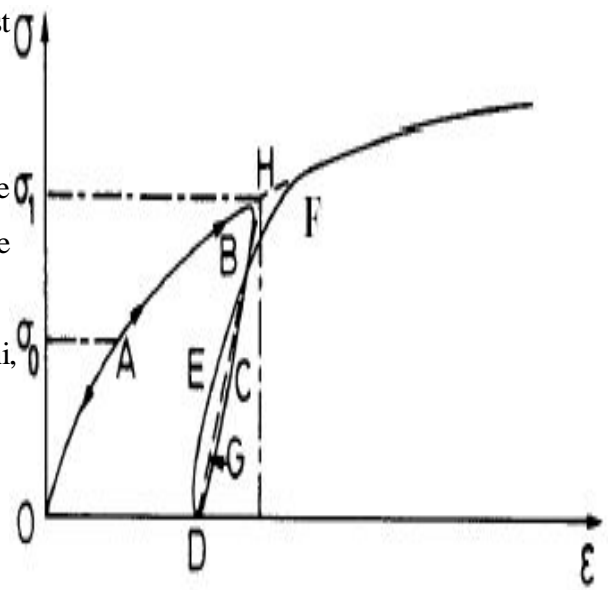


Figure 3.13. Essai de compression ou de compression uniaxiale d'un matériau.

On peut assimiler en général la courbe $BCDEF$ à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau (équivalent à l'état de chargement), la frontière de ce domaine est donnée par l'Équation **3.10**. L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage λ . Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam-Clay (Roscoe & Burland [1968], Schofield & Wroth [1968]) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des tenseurs par exemple .

En général, on peut distinguer trois catégories de loi d'écrouissage :

◆ La théorie de l'érouissage isotrope de Taylor & Quinney [1931] qui admet que dans le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforme par homothétie de centre O pendant l'érouissage (Figure 3.14).

Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une contraction uniforme. L'érouissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire

◆ La théorie de l'érouissage cinématique de Prager [1955] qui propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes.

L'érouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

◆ La théorie de l'érouissage mixte qui est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle « anisotrope cinématique ».

La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

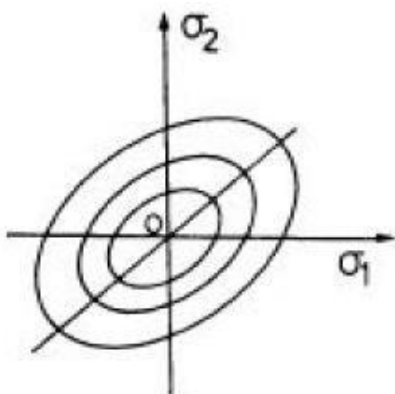


Figure 3.14. Modèle d'érouissage isotrope

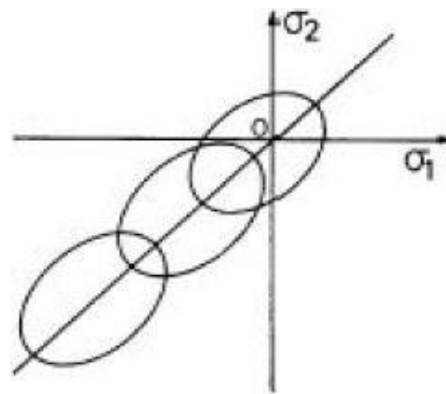


Figure 3.15 : Modèle d'érouissage cinématique

3.9.2.3 Notion de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $g(\sigma) = 0$. La forme générale de l'incrément de

déformation plastique est donnée par l'Équation **3.11**, le détail du calcul de cette variable n'est pas donné ici, mais il peut être trouvé dans divers ouvrages relatant de la plasticité.

Le multiplicateur plastique :

$$\varepsilon_{ij}^{*p} = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$$

(3.12)

Avec $\dot{\lambda} \geq 0$

L'équation (3.12) est celle de normalité en déformations plastiques.

En général $f = g + \text{constante}$, la loi est dite associée lorsque f et g sont confondues, pour un état de contrainte tel que $f = 0$, deux cas sont possibles :

- **1er cas :**

$$f(\sigma_{ij}, \lambda) = 0 \quad ; \quad \frac{\partial f(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \quad ; \quad d\varepsilon = d\varepsilon^e \text{ et donc } d\varepsilon^p = 0$$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

- **2ème cas :**

$$f(\sigma_{ij}, \lambda) = 0 \quad ; \quad \frac{\partial f(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad ; \quad d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

Nous allons maintenant présenter le modèle élasto-plastique utilisé dans notre étude.

Le modèle de **Mohr-Coulomb** est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres.

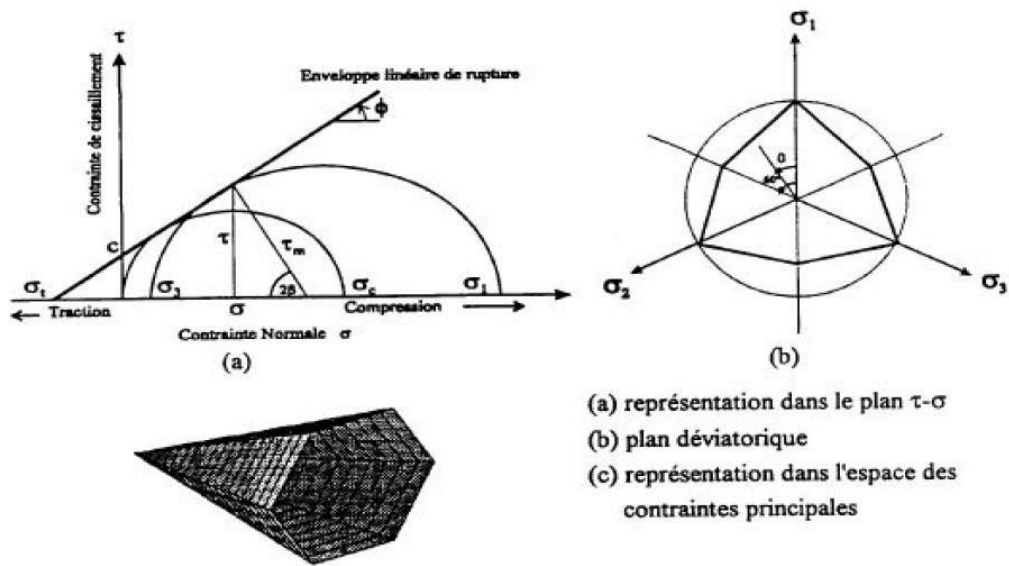


Figure 3.16. Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Lee, 1994).

La surface de charge pour ce modèle correspond à un critère Mohr-Coulomb (rupture en cisaillement) avec critère supplémentaire de rupture par traction. La position d'un point de contrainte sur cette surface est contrôlée selon une règle non associée pour la rupture en cisaillement et une règle associée pour la rupture en traction. Tout champs de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 , σ_3 (Figure 3.17) et déformations principales ε_1 , ε_2 et ε_3 . La convention de signe dans Flac, attribuant des valeurs *négatives* à la compression, et *Positives* à la traction.

Le critère de rupture dans le modèle Flac2D est Mohr-Coulomb composée avec critère de rupture en traction. Les contraintes principales sont ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (3.13)$$

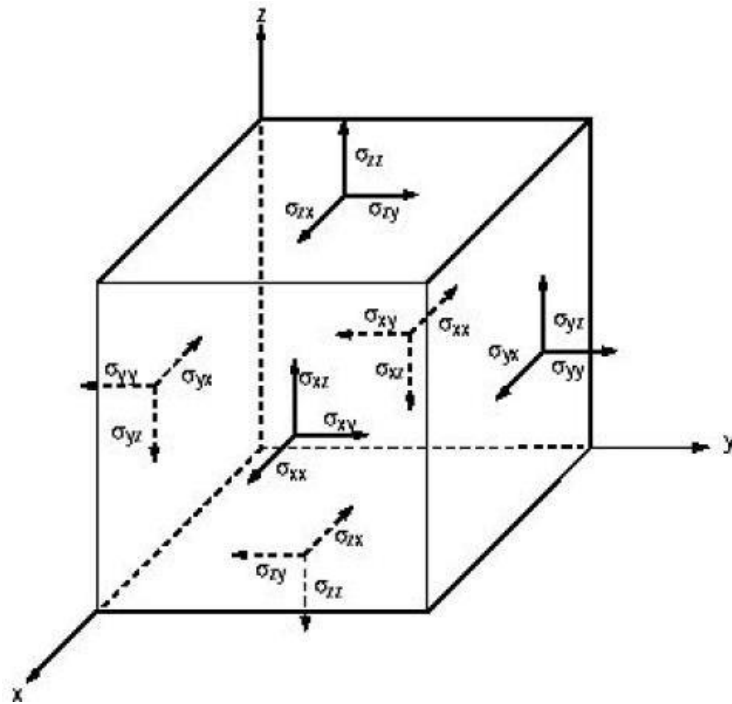


Figure 3.17. Convention de signe des contraintes principales induites dans un élément

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure 3.18) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f' = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (3.14)$$

Du point de B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau σ_1 :

$$f_1 = \sigma_3 - \sigma_1 \quad (3.15)$$

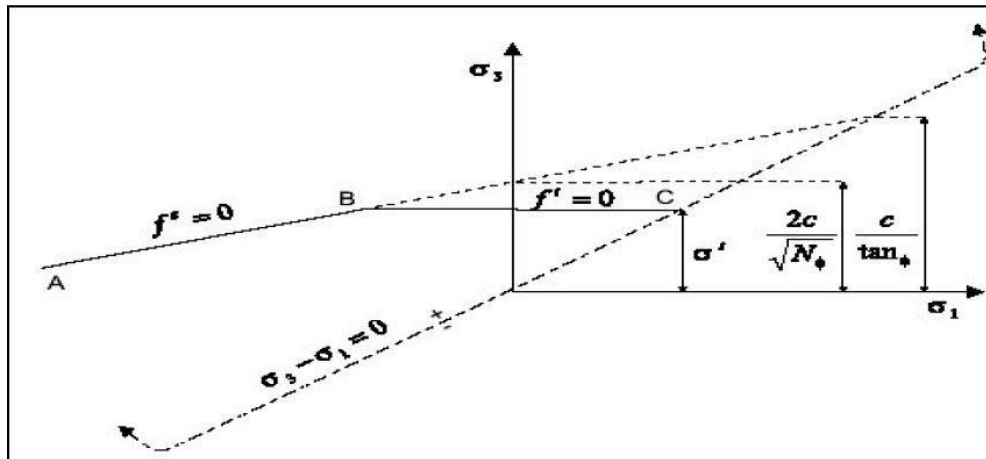


Figure 3.18. Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Où φ est l'angle de frottement, c , la cohésion, σ' , la résistance à la traction et $1 + \sin$

$$N_{\varphi} = \frac{(1 + \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi}$$

$$(3.16)$$

La résistance à la traction du matériel ne peut pas dépasser la valeur de σ_3 correspondant au point d'intersection des lignes droites $f^s = 0$ et $\sigma_1 = \sigma_3$ dans le plan $f(\sigma_1, \sigma_3)$. On donne cette valeur maximale :

$$\sigma'_{\max} = \frac{c}{\tan \varphi}$$

$$(3.17)$$

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. La fonction de potentielle plastique est décrite au moyen de deux fonctions g^s et g' , la fonction g^s correspond à une loi non associée et à la forme :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_{\psi}$$

$$(3.18)$$

Avec :

$$N_{\psi} = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)}$$

$$(3.19)$$

Où ψ est l'angle de dilatance du matériau.

La fonction g' correspond à une règle d'écoulement associée et est écrite :

$$g' = -\sigma_3$$

➤ Paramètres du modèle

Ce modèle est appelé par la commande Mod M, les paramètres sont donnés par la commande prop comme suit :

1. Bulk : module du volume, K ;
2. shear : module de cisaillement, G ;
3. cohesion : cohésion du sol ;
4. friction : angle de frottement interne ;
5. dilation : angle de dilatance, ψ ;
6. tension : contrainte limite de traction.

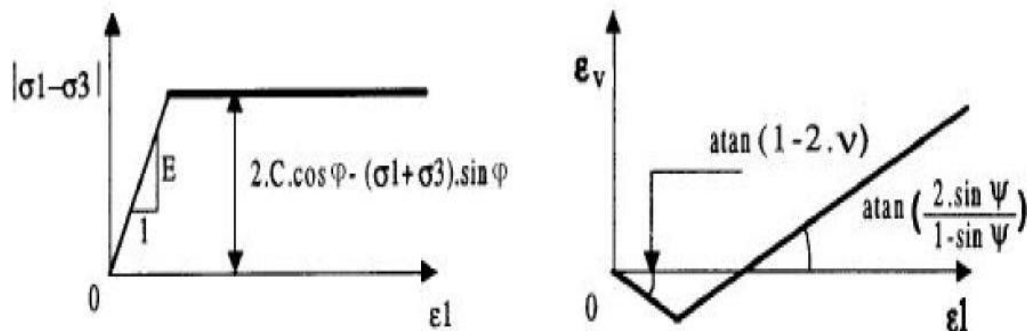


Figure 3.19. Critère de Mohr-Coulomb.

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte σ_t contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

3.9.3 Modèle de comportement de l'interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des joints ou les couches minces, et les liaisons entre éléments de structure et éléments de sol/roche.

Flac3D représente des interfaces comme collections d'éléments triangulaires (éléments d'interface), dont chacun est défini par trois nœuds (nœuds d'interface). Des éléments d'interface peuvent être créés à n'importe quel emplacement dans l'espace. Généralement, des éléments d'interface sont fixés à une face de surface de zone ; deux éléments triangulaires d'interface sont définis pour chaque face quadrilatérale de zone.

Des nœuds d'interface sont alors créés automatiquement à chaque sommet d'élément d'interface. Quand une autre surface de modèle entre en contact avec un élément d'interface, le contact est détecté au nœud d'interface, et est caractérisé par des rigidités normales et le cisaillement, et des propriétés de glissement.

relation fondamentale de contact est définie entre le nœud d'interface et une face de surface de zone, également connus sous le nom de *face de cible*. La direction normale de la force d'interface est déterminée par l'orientation de la face de cible.

Le modèle constitutif est défini par un critère de résistance au cisaillement de **Coulomb** qui limite la force de cisaillement agissant à un nœud

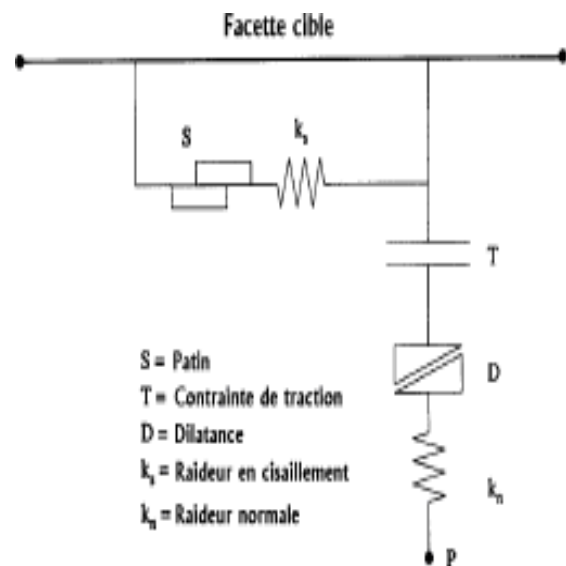


Figure 3.20. Détail des composants d'un Élément d'interface (Itasca Flac3D).

d'interface, des rigidités normales et de cisaillement, contraintes de traction et cisaillement, et un angle de dilatance qui cause une augmentation de la force normale effective sur la facette cible après que la limite de résistance de cisaillement soit atteinte. La Figure 3.20 illustre les composantes du modèle constitutif agissant au nœud d'interface (P).

Les contacts d'interface sont détectés seulement aux nœuds d'interface et les forces de contact sont transférées seulement aux nœuds d'interface. Les propriétés d'interface sont associées à chaque nœud ; les propriétés peuvent varier du nœud au nœud.

Par défaut, l'effet de *pression interstitielle* est inclus dans le calcul d'interface en employant la contrainte effective comme la base pour la condition de glissement.

➤ Choix des propriétés mécaniques

L'attribution des propriétés mécaniques (en particulier rigidité) à une interface dépend de la manière dans laquelle l'interface est employée. D'une manière générale les valeurs recommandées par les auteurs de Flac consistent à prendre K_n et K_s dix fois plus élevés que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La rigidité apparente d'une zone dans la direction normale est :

$$\max \left[\frac{\left(k + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (3.21)$$

Où : K et G sont le module volumique et de cisaillement respectivement ; et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale (voir Figure 3.21). La notation Max [] indique que la valeur maximale sur toutes les zones adjacentes à l'interface doit être employée.

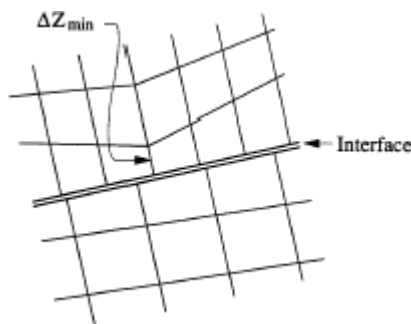


Figure 3.21. Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca Flac3D).

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface.

Les propriétés mécaniques des joints sont conventionnellement dérivées de tests en laboratoire (c'est-à-dire de cisaillement direct et tests triaxiaux), ces essais peuvent fournir des propriétés physiques pour l'angle de frottement, la cohésion, l'angle de dilatance et traction limite, aussi bien que les rigidités normales et de cisaillement.

➤ ***Paramètres du modèle***

Les paramètres à définir sont :

1. cohésion : cohésion de l'interface ;
2. dilation : angle de dilatance de l'interface ;
3. friction : angle de frottement de l'interface ;
4. K_n : rigidité normale ;
5. K_s : rigidité de cisaillement;
6. tension : contrainte limite de traction.
7. tension : contrainte limite de traction.

CHAPITRE 4

Analyse, présentation et discussion des Résultats

4.1 Introduction

Dans ce chapitre nous exposons les différentes simulations adoptées pour notre projet, en commençant par une analyse statique du projet en tenant compte des contraintes initiales et des pressions interstitielles initiales, suivie de deux analyses prises en compte séparément, la première est une analyse dynamique pour inclure l'effet du séisme, et la deuxième est une analyse complète pour tenir compte de l'effet sismique et de la nature liquéfiable des deux couches de sols du projet.

Pour chacun de ces cas d'analyse, Les résultats concernant les déplacements et les contraintes de cisaillement seront présentées suivis d'une discussion pour montrer l'effet de la liquéfaction sur le comportement du projet

FLAC^{2D} qui a été retenu pour l'exécution du présent travail de recherche et en second lieu les

4.2 Analyse du projet

4.2.1. Configuration générale et création du modèle Flac du projet

4.2.1.1 configuration générale

Une analyse en contraintes effectives dans FLAC est une analyse entièrement couplée (mécanique et d'écoulement de fluide) qui nécessite la sélection du mode de calcul de l'écoulement des eaux souterraines GWFLOW en plus du mode mécanique et du mode dynamique (CONFIG gwflow dynamic) dans la boîte de dialogue Options du modèle FLAC. En plus, les options de l'interface, Les éléments structuraux et les modèles de comportement avancés doivent être activées, et vingt variables de grille supplémentaires doivent être sélectionnées dans la boîte de dialogue.

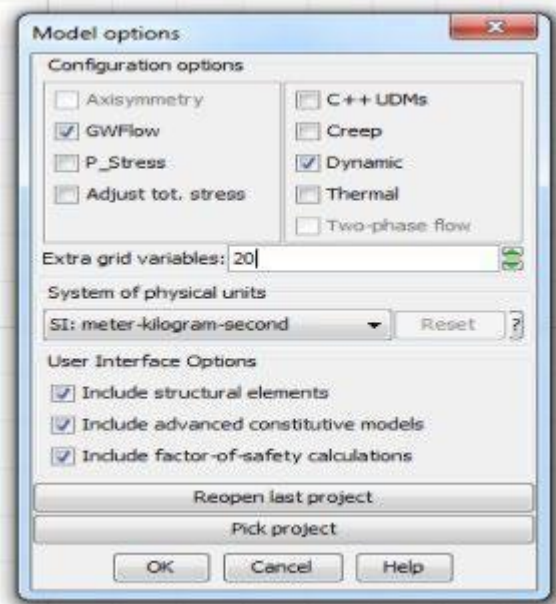


Figure 4.1 Configuration générale du projet

4.2.1.2 Création de la géométrie

Pour créer la géométrie du projet dans flac on utilise le Menu : Build / Generate > simple et on introduit ($x_{min} = 0$ $x_{max} = 100$ $y_{min} = -9$ $y_{max} = 22$). Puis le menu Virtual > edit > on coche (blocs) > on coche (edit edges) > on coche (insert and move...) on clique main droite sur le point de coordonnées (0,22) et on les change à (0,11), ensuite sur la ligne inclinée ainsi créée, on insert un point et on clique main droite dessus pour modifier ses coordonnées à (26.73, 11), de la même manière on insert un deuxième point et modifier ses coordonnées à (48, 22) la forme de la pente maintenant est obtenue, On coche (meshs), on décoche (use automatic meshs) et on coche (zones size manuel) et on clique main droite sur le carré rouge intérieur du modèle et on introduit 100 et 40 comme nombre de zones selon x et y. on clique ensuite OK puis cliquer menu Execute

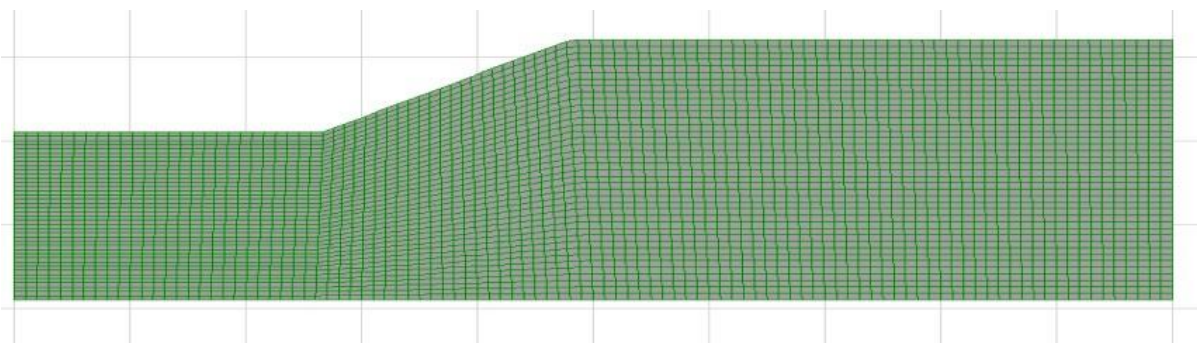


Figure4.2 ; Géométrie du projet dans Flac

4.2.1.3 Introduction des conditions aux limites

Menu in situ> Fix> cocher fix> cocher x pour introduire les conditions aux limites pour les limites latérales en sélectionnant les limites verticales gauche et droite, puis cocher xy et sélectionner la limite inférieure

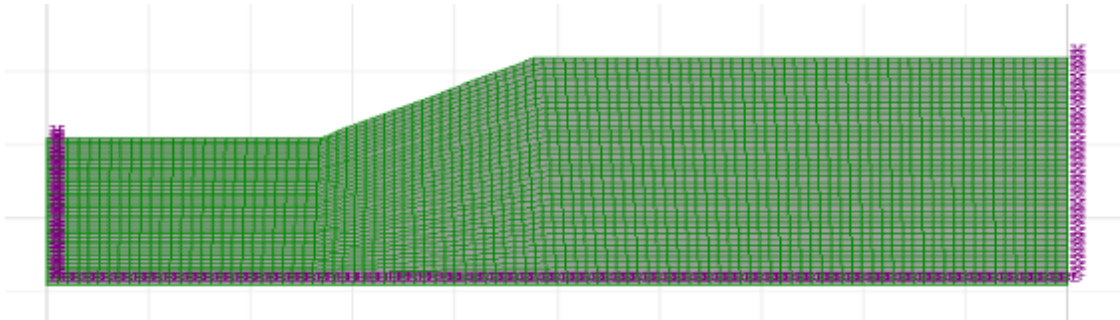


Figure4.3 ; Introduction des conditions aux limites à la géométrie de projet

4.2.1.4 Création des couches de sols:

Pour séparer le modèle conçu en couches, dans le Menu utility> table : on clique sur create et on accepte le numéro 1 pour la table 1, on clique les points délimitant le sol 1 et on corrige en cliquant main droite sur chaque point : (0, -9 ; 0, 11 ; 100, 11 ; 100 -9 ; et 0,-9)

De la même manière on crée les tables 2 et 3 délimitant les couches 2 et 3 :

Table2 : (26.71, 11 ; 39.29, 17.5 ; 100, 17.5 ; 100, 11 et 39.29, 11)

Table 3 : (39.29, 17.5 ; 48, 22 ; 100, 22 ; 100 , 17.5 et 39.29, 17.5)

On clique ensuite sur Execute

4.2.1.5 Introduction des caractéristiques des couches et affectation de ces caractéristiques aux couches correspondantes :

Menu Matériau>Assign : on coche (table), on clique create : dans le tableau qui apparaît on donne le nom Sol 1 à la couche 1 et on introduit les valeurs correspondantes : $\gamma=2009$; $b=509.1e6$; $s=235.0e6$; $c=4000$; $\varphi=40$ $\psi=0$ et on clique OK

De la même manière on introduit les données des sols 2 et 3

Pour affecter les caractéristiques aux différentes couches on clique sur le nom de la couche et cliquer un point du modèle l'intérieur de la table correspondante, on clique Ok pour terminer

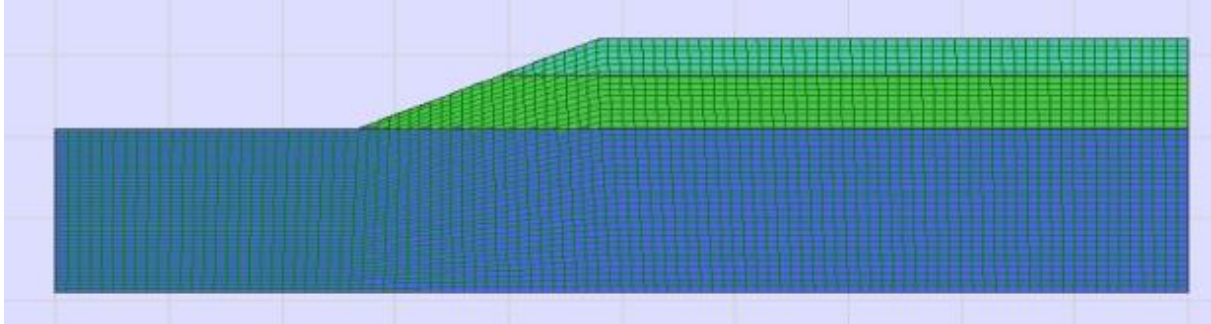


Figure 4.4 ; géométrie et couches de sols du modèle Flac du projet

4.2.2 Analyse statique du projet :

4.2.2.1 Faire une analyse élastique du modèle en l'absence de l'écoulement pour calculer les contraintes initiales

Menu Setting>gravity : on donne la valeur de g (10 ou 9.81 m/s²) ensuite on clique execute.

Menu Setting >GW, on décoche (flow groundwater calculation) pour ne pas tenir compte de l'écoulement. On clique execute.

Menu Setting >dyna, on décoche (dyna dynamic analysis) pour ne pas tenir compte du calcul dynamique. On clique exécute.

Menu Run>solve: on coche Solve initial equilibrium model as elastic model) on clique execute.

Le calcul des contraintes initiales se fait

Sauvegarder cette étape de calcul sous le nom T1

4.2.2.2 Calcul des pressions et contraintes dues à l'écoulement

Cela nécessite l'introduction de la porosité du sol, de sa perméabilité, des pressions interstitielles initiales et des pressions sur les limites extérieures au modèle du au niveau d'eau (la nappe).

Les pressions interstitielles initiales sont les pressions hydrostatiques : à la base avec $(h=20+9)=29\text{m}$ et le poids volumique de l'eau = 10 kN/m^3 ou 10000 N/m^3

Pour introduire ces données on utilise le menu

Matériau>Gwprop :on clique select all et on introduit la porosité et la perméabilité

Menu in situ>apply : on vérifie que add est coché, on développe groundwater, on sélectionne pp : on sélectionne de haut en bas les limites en présence d'eau : limite droite $i=101$ de $j=38$ à $j=1$, limite supérieure et gauche de $i=46, j=41$ à $i=1, j=1$ et on donne la valeur à chacune d'elle en cliquant assign :

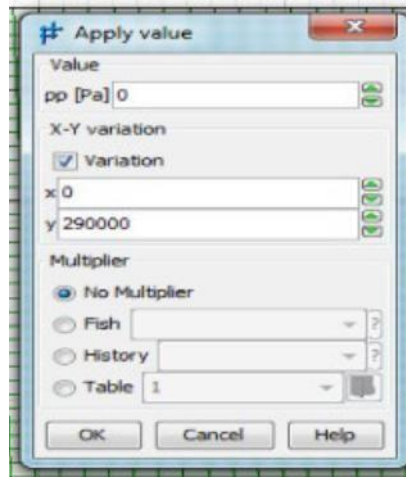
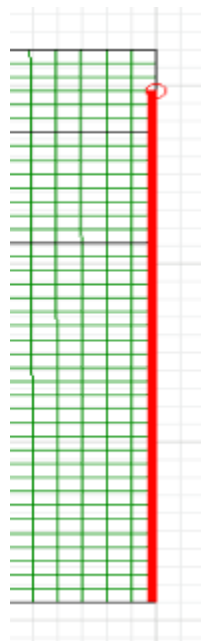
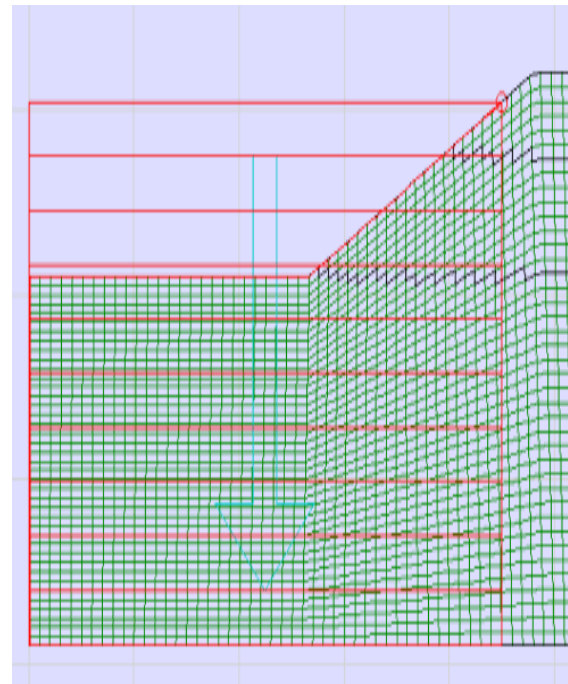


Figure 4.5 introductions de la porosité et de la perméabilité

**Limite droite****Limite supérieure et gauche****Figure 4.6;** Initialisation de pressions d'eau aux limite du projet

On déclare ensuite que le sol au-dessus de la nappe est sec en donnant à son degré de saturation la valeur 0

Menu in situ >initial : Groundwater , saturation: on sélectionne les points de la grille du modèle qui ne sont pas touchés par l'eau et on clique Assign et on donne la valeur 0 à la saturation

Menu in situ >initial : Groundwater , pp: on sélectionne les points de la grille du modèle qui sont touchés par l'eau en commençant par le point gauche bas ($i=1, j=1$) au point ($i=101, j=38$) on clique Assign et on donne la valeur 290000 et la variation selon $x=0$ et selon $y=-290000$

On clique Ok puis execute.

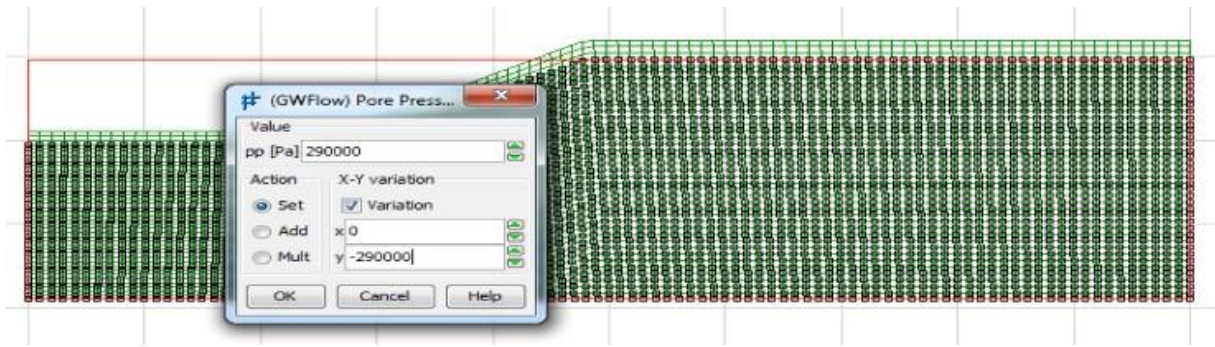


Figure 4.7; Initialisation des pressions interstitielles au sein du sol

Ensuite on désactive le calcul mécanique et on active le calcul d'écoulement en donnant les caractéristiques mécaniques de l'eau (k dans flac c'est b et la masse volumique de l'eau)

Menu setting>mech : (on décoche perform mechanical calculation)

Menu setting>GW: (on coche flow groundwater calculation) puis on clique (fast flow shemes) et on coche unfast puis on clique properties et on donne à b la valeur 2000 et à γ la valeur 1000 puis on clique execute.

Menu Run> solve : on cliquer execute.

On sauvegarde cet état sous le nom T2.

4.2.2.3 calcul de l'effet de l'écoulement d'eau dans le sol

On refait le calcul mécanique en tenant compte en plus des pressions de l'eau sur la face extérieure du sol

Menu insitu>apply : grounwater, pp et on sélectionne la face extérieure sous l'eau et n donne à pp la valeur 0 et la variation selon $x=0$ et selon $y = 90000$

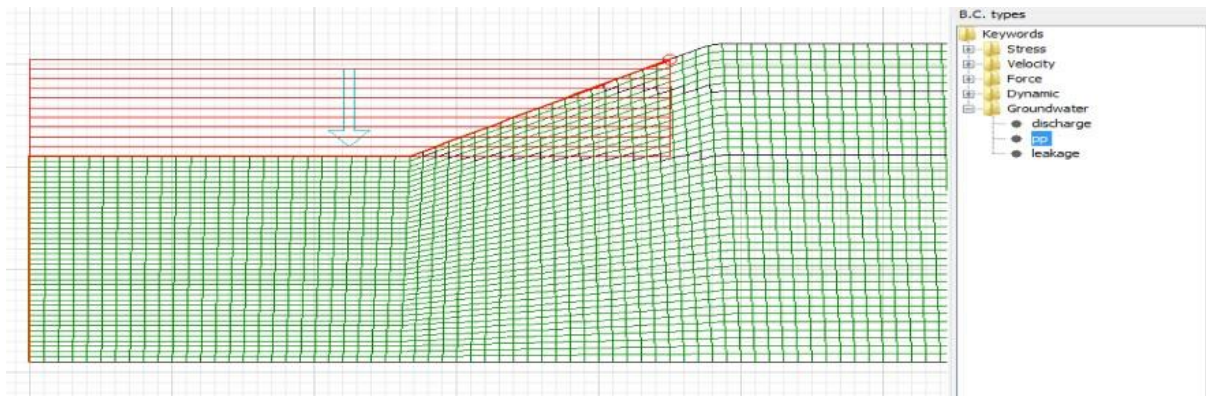


Figure 4.8 Introduction des pressions de l'eau sur la face supérieure du sol

Menu setting>mech : on coche (perform mechanical calculation)

Menu setting >GW: on décoche flow groundwater calculation

On donne à b de l'eau la valeur 0 pour accélérer les calculs : on clique propriétés et on donne à b la valeur 0

Menu Run> solve

On sauvegarder cet état sous le nom T3.

4.2.2.4 Introduction des éléments structuraux poutre et pieux du quai et calcul du projet complet sous chargement statique

Menu Structures>beam : on vérifie que Add est coché, on introduit dans seg le nombre 3, on dessine une poutre entre deux nœuds et on corrige le premier nœud en cliquant main droite et on donne $x=39$ $y=22$, on corrige le deuxième point à 48, 22. Deux nœuds supplémentaires 3 et 4 seront créés à $x=42$ et $x=45$, Puis on clique execute.

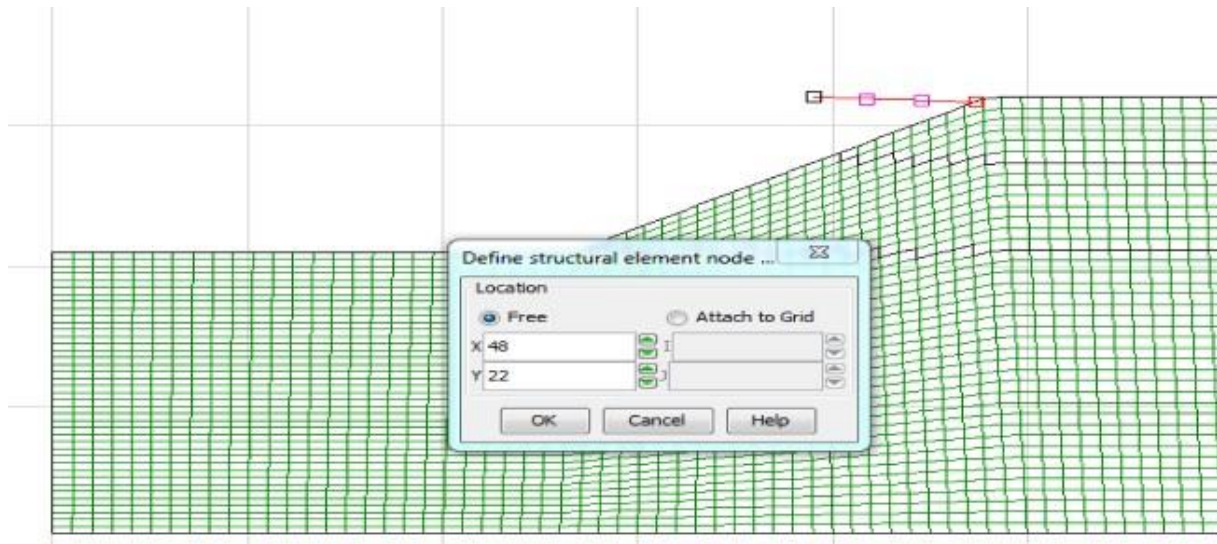


Figure 4.9; Création de la poutre du quai

Menu Structures >Pile : on vérifie que Add est coché on introduit 11 dans (segments) et tracer la première partie du premier pieu entre le nœud 3 et le nœud 5 et on corrige ses coordonnées en cliquant droite dessus à (42,11), on change le nombre de segment à 5 et on trace la deuxième partie entre le nœud 5 et un nouveau nœud auquel on donner les coordonnées (42,6)

Faites la même démarche pour créer la deuxième série de pieux.

On coche IDProp et on clique sur la deuxième partie du pieux et on clique sur p2(new)

Faites la même chose pour le pieux 2 qui débute du nœud 4(45,22) et passe par le nœud 7(45,11) et le nœud (45,6). On clique execute :

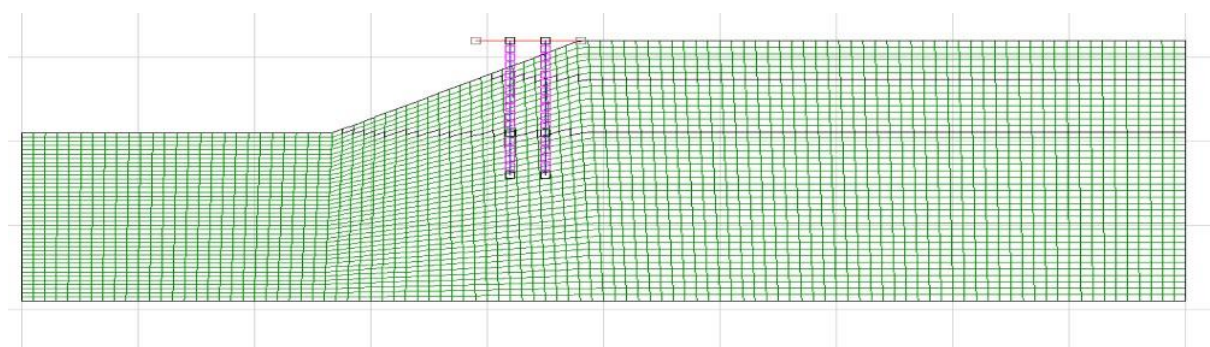


Figure 4.10 création des pieux

Menu Structures>SEProp : on clique sur le pieux : dans géométrie on donne la section A , le moment d'inertie I du pieux et on coche spaced reinforcement et donner la valeur 1m

Dans mécanique pour la propriété p1 on donne E du pieux en pascal (20e9) et on décoche density et on lui donner la valeur 2000 pour les autres valeurs on donne ceux des sols 2 et 3

Faites de même pour p2 (valeurs du sol 1)

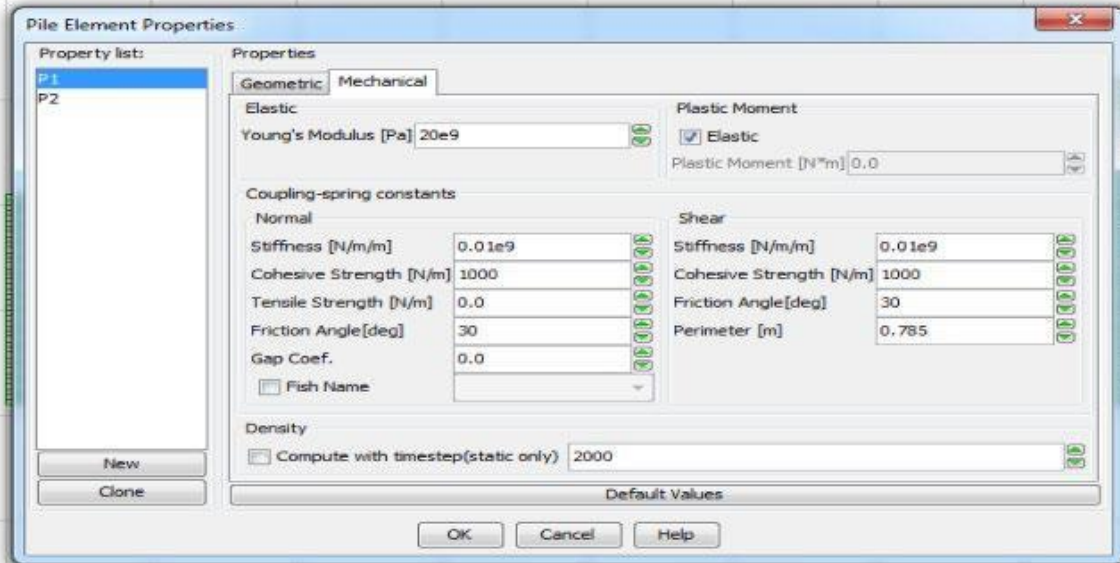


Figure 4.11 ; Introduction des propriétés des éléments structuraux

On fait de même pour la poutre (beam), on clique exécute.

Menu Run>Solve.

On sauvegarder cette étape sous le nom T4.

4.2.3 Analyse statique et dynamique sans tenir compte de la liquéfaction

On réouvre notre projet Flac et on restore l'état T4 en double cliquant dessus à partir du menu File et on appuie sur Restore model puis pick et on choisit T4 pour continuer la construction du modèle à partir de T4

4.2.3.1 Donner à une petite région au voisinage des extrémités latérales du modèle un comportement élastique comme ceci :

- Material puis Property , on sélectionne les deux rectangles le long de la limite gauche puis on clique le + devant Plastic pour développer le contenu de Plastic, on développe ensuite le contenu Mohr_Coulomb et on sélectionne Cohesion , on appuie Assign et dans value on donne à cohesion la valeur 1e10, on appuie Ok , on fait e même pour tension puis **Execute**

On fait la même chose pour **les deux rectangles le long de la limite droites**

4.2.3.2 **Initialisez les déplacements et les vitesses :** *pour ne montrer que les déplacements et vitesses subis par le modèle à partir de l'état T4*

- In Situ puis Initial, on vérifie dans Type que GP est sélectionné et on appuie Displmt & velocity puis on appuie **Execute**

4.2.3.3 **Initialiser les paramètres de l'amortissement dynamique**

- In Situ puis Initial on vérifie que GP et All sont sélectionnés, on sélectionne ensuite Dynamique Damping et on sélectionne Rayleigh Damping dans fraction of critical damping on introduit 0.002 et dans centre of frequency on introduit la valeur 0.5, on sélectionne ensuite <Stiffness>proprtional only et on appuie **Ok**

On indique à Flac que le mode Défaut est préconisé pour le calcul de l'amortissement en sélectionnant Zones et on vérifie que All est encore sélectionné, on sélectionne hysteretic damping, et on coche Défaut et n introduit les valeurs de L1 et L2 présentés dans les données de liquéfaction à savoir L1=-3.156 et L2=1.904 on appuyer OK puis **Execute**

4.2.3.4. **Activation de l'analyse dynamique et les grandes déformations**

- Setting puis Dyna et on coche Dyn(Dynamic analysis) Puis Execute,
- Setting puis Mech on coche large-strain puis Execute
- Setting puis GW et on appuie Properties on introduit dans <water bulk>modulus la valeur 2e8 Puis **Execute**

4.2.3.5 **Application de la condition du champ libre :**

- In Situ puis Apply on appuie free_field puis **Execute**

On ouvre la table contenant l'équivalent en vitesse des enregistrement d'accélération

- Utility puis call puis pick et on sélectionne table103 puis **Open**

4.2.3.6 **Préparation des paramètres qui permettent l'introduction des conditions aux limites en contraintes de cisaillement :**

- Utility puis call puis pick et on sélectionne multiplier.fis puis **Open**
- Fish puis on coche Enable local record puis Open command file puis on sélectionne multiplier.fis puis Open puis effacer le contenu de Editor , On appuie Execute et on donne dans parameter à mfactor la valeur 1.1 puis Ok puis Ok
- In Situ puis Apply on développe stress en cliquant sur le + à coté et on sélectionne sxy puis on sélectionne les nœuds de la base du modèle, on appuie Assign et on coche dans multiplier table et on choisit 103, dans Value on donne la valeur _mul à sxy puis OK puis **Execute**

4.2.3.7 Application des conditions aux limites dynamiques à la base

- In Situ puis Apply on développe dynamic en cliquant sur le + à coté et on sélectionne xquiet puis on sélectionne les noeuds de la base du modèle, et on appuie Assign puis Execute
- on fait la même chose pour yquiet
- on Sauvegarde sous le nom **T5MNL**

Remarque : Ce nom est donné de cette manière pour indiquer Etat de calcul plastique Mohr-Coulomb en ne considérant pas la liquéfaction et qui tient compte des réponses statique de l'état T4

4.2.3.8 Appel et exécution des fonctions permettant de sélectionner des points dans le modèle afin de créer les courbes représentant l'historique des contraintes-déformations, vitesses-accélération

- Utility puis call puis pick et on sélectionne mon_ex.fis puis Open
- Fish puis on coche Enable local record puis Open command file puis on sélectionne mon_ex.fis puis Open puis on efface le contenu de Editor , on appuie Execute puis Ok puis Ok
- Utility puis call puis pick et on sélectionne stress_strain_hist.fis puis **Open**
- Fish puis on cocher Enable local record puis Open command file puis on sélectionne stress_strain_hist.fis puis Open puis on efface le contenu de Editor , on Appuie **Execute**

donne les coordonnées des points auxquels on veut enregistrer l'historique contraintes déformations

_xzh1=40 _yzh1=2 _xzh2=40 _yzh2=13 _xzh3=60 _yzh3=20 _xzh4=10 _yzh4=2

_xzh5=70 _yzh5=2 _xzh6=70 _yzh6=16 _xzh7=50 _yzh7=20

puis **Ok** puis **Ok**

- Utility puis call puis pick et on sélectionne vel_acc_hist.fis puis **Open**
- Fish puis on coche Enable local record puis Open command file puis on sélectionne vel_acc_hist.fis puis Open puis on efface le contenu de Editor, On appuie **Execute** et on donne aux variables dans parameter les valeurs suivantes ;

_xzh1=50 _yzh1=-9 _xzh2=50 _yzh2=21 _xzh3=10 _yzh3=-9 _xzh4=70 _yzh4=-9

_xzh5=70 _yzh5=21

puis **Ok** puis **Ok**

- Utility puis history Introduire dans ID la valeur 236 Développeur Real_time et sélectionner dytime puis Add puis **Execute**
- Utility puis call puis pick et sélectionner savepp.fis puis **Open**
- Fish puis cocher Enable local record puis Open command file puis sélectionner savepp.fis puis Open puis effacer le contenu de Editor , Appuyer Execute puis **Ok** puis **Ok** et revenir à Record en appuyant sur **Record**
- Utility puis call puis pick et sélectionner getExcesspp.fis puis **Open**

Dans la fenêtre bas de record (No_Name) : Ecrire en dessous de la ligne : getExcssp la commande suivante : **set cd back**

- Fish puis cocher Enable local record puis Open command file puis sélectionner getExcssp.fis puis Open puis effacer le contenu de Editor , Appuyer Execute Donner aux paramètres les valeurs suivantes : nsample=50 nstep=1 minrat=1.0 puis **Ok** puis **Ok** et revenir à Record en appuyant sur **Record**

4.2.3.9 Création de l'historique du déplacement dans la direction x ou y en certains points

- Utility >history> développer xcomponent et ycomponent sélectionner ydisp vérifier que GP est sélectionné et que ID dans parameter = 237 , , sélectionner le point extrême gauche de la base du modèle (i= 1, j=1) , le ID devient = 238 sélectionner le point d'extrémité droite (i=101, j= 1), le ID devient = 239 sélectionner xdisp et sélectionner tête de la pente (i=51, j=40), le ID devient = 240 sélectionner ydisp et sélectionner le même point puis **Execute**

On sauvegarde sous le nom **T6MNL**

4.2.3.10 Configuration de la limite de nombre d'étapes à atteindre avant l'arrêt des calculs et le rapport entre les coordonnées avant et après mise en charge qui déclare que la géométrie devient mauvaise

- Setting puis Solve et introduire dans dans solve<step>limite<steps> la valeur 100000000
- Setting puis Mech et introduire dans dans bad<geometry> [ratio]la valeur 0.3puis Execute
- Utility puis call puis pick et sélectionner wharf_rezone.fis puis Open
- Ecrire sous la ligne call wharf_rezone.fis la ligne : set rez_func _rezdyn
- Sauvegarder sous le nom **T7MNL**

4.2.3.11 Exécution de l'analyse jusqu'à T= mi_temps de la secousse sismique , puis jusqu'à T = la durée de la secousse

- Run puis Solve cocher dynamic calculation introduire dans dynamic time limit <age>lavaleur 20
- Sauvegarder après la fin des calculs sous le nom **T8MNL**
- Run puis Solve cocher dynamic calculation introduire dans dynamic time limit <age>la valeur 40

- Sauvegarder après la fin des calculs sous le nom **T9MNL**

4.2.4 Analyse complète en tenant compte de la liquéfaction

Restaurer l'état T4

4.2.4.1 Création des tables pour désigner les limite de la zone liquéfiable :

Menu utility > **table** : on clique sur **create** et on donne pour **ID** le numéro 4, on **clique** les points (26.71, 11 ; 39.29, 17.5 ; 95, 17.5 ; 95, 11 et 39.29, 11) délimitant la zone liquéfiable dans le sol 2, on corrige en cliquant main droite sur chaque point.

De la même manière on crée les tables 5 dans le sol3

(39.29, 17.5 ; 48, 22 ; 100, 22 ; 100, 17.5 et 39.29, 17.5)

et la table 6 dans le sol 1 : (10, 0 ; 10, 11 ; 95, 11 ; 95, 10 ; et 10, 0)

on cliquer **Execute**

4.2.4.2 Création des caractéristiques des sols liquéfiables et affectation de ceux-ci aux couches correspondantes :

- **Material** > **Model** > on coche **Table** dans **Range**, on coche **Dynamic** dans **Model**, dans **Group Name** on écrit **Sol1_L**, on clique dans le model dans la région de la table 6 (sol1), on coche **Finn/ Byrne** et on introduit les caractéristiques du sol liquéfiable : **density** =2009, **bulk**=5.09083e8, **shear**=2.34962e8, **cohesion** =4000, **friction**=40, **ff_latency**=1000000, **ff_c1**=0.49043947, **ff_c2**=0.81559503, **ff_switch**=1, puis **Ok**, puis **Execute**

- **Material** > **Model** > on coche **Table** dans **Range**, on coche **Dynamic** dans **Model**, dans **Group Name** on écrit **Sol2_L**, on clique dans le model dans la région de la table 4 (sol2), on coche **Finn/ Byrne** et on introduit les caractéristiques du sol liquéfiable : **density** =1813, **bulk**=1.364e8, **shear**=6.3⁷, **cohesion** =2000, **friction**=35, **ff_latency**=1000000, **ff_c1**=0.49043947, **ff_c2**=0.81559503, **ff_switch**=1, puis **Ok**, puis **Execute**

- **Material** > **Model** > on coche **Table** dans **Range**, on coche **Dynamic** dans **Model**, dans **Group Name** on écrit **Sol2_L**, on clique dans le model dans la région de la table 4 (sol2), on

coche Finn/ Byrne et on introduit les caractéristiques du sol liquéfiable : density =1715, bulk=1.364e8, shear=6.3⁷, cohesion =2000, friction=30, ff_latency=1000000, ff_c1=0.49043947, ff_c2=0.81559503, ff_switch=1, puis Ok, puis **Execute**

4.2.4.3 Donner à une petite région au voisinage des extrémités latérales du modèle un comportement élastique

- Material puis Property , on sélectionne les deux rectangles le long de la limite gauche puis on clique le + devant Plastic pour développer le contenu de Plastic, on développe ensuite le contenu Mohr_Coulomb et on sélectionne Cohesion on appuie Assign et dans value on donne à cohesion la valeur 1e10, on appuie Ok , on sélectionne tension puis Assign et on donne à tension la valeur 1e10 et appuyer Ok puis **Execute**

Faites la même chose pour **les deux rectangles le long de la limite droites**

On calcule le modèle dans cet état : Run >Solve

On sauvegarde sous le nom **T5L**

4.2.4.4 Initialisation des déplacements et les vitesses :

- In Situ puis Initial, on vérifie dans Type que GP est sélectionné et appuyer Displmt & velocity puis Appuyer **Execute**

4.2.4.5 Initialisation des paramètres de l'amortissement dynamique

- In Situ puis Initial on vérifie que GP et All sont sélectionnés on sélectionne ensuite Dynamique Damping et on sélectionne Rayleigh Damping dans fraction of critical damping on introduit 0.002 et dans centre of frequency la valeur 0.5, on sélectionner ensuite <Stiffness>proprtional only et on appuie **Ok**

On Sélectionne ensuite Zones et on vérifie que All est encore sélectionné, on sélectionne hysteretic damping, on coche Défaut et on introduit les valeurs de L1 et L2 présentés dans les données de liquéfaction à savoir L1=-3.156 et L2=1.904 Appuyer OK puis **Execute**

4.2.4.6 Activation de l'analyse dynamique et les grandes déformations

- Setting puis Dyna et on coche Dyn(Dynamic analysis) Puis Execute,
- Setting puis Mech on coche large-strain puis Execute
- Setting puis GW et on appuie Properties introduir deans <water bulk>modulus la valeur 2e8 Puis **Execute**

4.2.4.7 Diminution de la latence à 50 steps pour les sols 2 et 3 :

Material puis Property , on développe Dynamic, on développe Finn, on sélectionne ff_latency, on vérifie que table est cochée, on clique dans la région de la table 4 et on donne à ff_latency la valeur de 50 puis Ok, on fait la même chose pour le sol de la table 5 puis **Execute**

4.2.4.8 Application de la condition du champ libre :

- In Situ puis Apply on Appuie free_field puis **Execute**

4.2.4.9 Appel de la table contenant l'équivalent en vitesse des enregistrement d'accélération :

- Utility puis call puis pick et on sélectionne table103 puis **Open**

4.2.4.10. Préparation des paramètres qui permettent l'introduction des conditions aux limites en contraintes de cisaillement :

- Utility puis call puis pick et on sélectionne multiplier.fis puis **Open**
- Fish puis on coche Enable local record puis Open command file puis on sélectionne multiplier.fis puis Open puis on efface le contenu de Editor , On appuie Execute et on donne dans parameter à mfactor la valeur 1.1 puis Ok puis Ok
- In Situ puis Apply on développe stress en cliquant sur le + à coté et on sélectionne sxy puis on sélectionne les nœuds de la base du modèle, on appuie Assign et on coche dans multiplier table et on choisit 103, dans Value on donne la valeur _mul à sxy puis OK puis **Execute**

4.2.4.11 Application des conditions aux limites dynamiques à la base

- In Situ puis Apply on développe dynamic en cliquant sur le + à coté et on sélectionne xquiet puis on sélectionne les noeuds de la base du modèle, et on appuie Assign puis Execute
- on fait la même chose pour yquiet

On sauvegarde sous le nom T6L

4.2.4.12 Appel et exécution des fonctions permettant de sélectionner des points dans le modèle afin de créer les courbes représentant l'historique des contraintes-déformations, vitesses-accélération

- Utility puis call puis pick et on sélectionne mon_ex.fis puis Open
- Fish puis on coche Enable local record puis Open command file puis on sélectionne mon_ex.fis puis Open puis on efface le contenu de Editor , on appuie Execute puis Ok puis Ok
- Utility puis call puis pick et on sélectionne stress_strain_hist.fis puis **Open**
- Fish puis on cocher Enable local record puis Open command file puis on sélectionne stress_strain_hist.fis puis Open puis on efface le contenu de Editor , on Appuie **Execute** donne les coordonnées des points auxquels on veut enregistrer l'historique contraintes déformations

_xzh1=40 _yzh1=2 _xzh2=40 _yzh2=13 _xzh3=60 _yzh3=20 _xzh4=10 _yzh4=2

_xzh5=70 _yzh5=2 _xzh6=70 _yzh6=16 _xzh7=50 _yzh7=20

puis **Ok** puis **Ok**

- Utility puis call puis pick et on sélectionne vel_acc_hist.fis puis **Open**
- Fish puis on coche Enable local record puis Open command file puis on sélectionne vel_acc_hist.fis puis Open puis on efface le contenu de Editor, On appuie **Execute** et on donne aux variables dans parameter les valeurs suivantes ;

_xzh1=50 _yzh1=-9 _xzh2=50 _yzh2=21 _xzh3=10 _yzh3=-9 _xzh4=70 _yzh4=-9

_xzh5=70 _yzh5=21

puis Ok puis Ok

- Utility puis history Introduire dans ID la valeur 236 Développer Real_time et sélectionner dytime puis Add puis **Execute**
- Utility puis call puis pick et sélectionner savepp.fis puis **Open**
- Fish puis cocher Enable local record puis Open command file puis sélectionner savepp.fis puis Open puis effacer le contenu de Editor , Appuyer Execute puis Ok puis Ok et revenir à Record en appuyant sur **Record**
- Utility puis call puis pick et sélectionner getExcesspp.fis puis **Open**

Dans la fenêtre bas de record (No_Name) : Ecrire en dessous de la ligne : getExcssp la commande suivnte : **set cd back**

- Fish puis cocher Enable local record puis Open command file puis sélectionner getExcssp.fis puis Open puis effacer le contenu de Editor , Appuyer Execute Donner aux paramètres les valeurs suivantes : nsample=50 nstep=1 minrat=1.0 puis Ok puis Ok et revenir à Record en appuyant sur **Record**

4.2.4.13 Création de l'historique du déplacement dans la direction x ou y en certain points et des pressions interstitielles

- Utility >history> développer xcomponent et ycomponent sélectionner ydisp vérifier que GP est sélectionné et que ID dans parameter = 237 , , on sélectionne le point extrême gauche de la base du modèle (i= 1, j=1) , le ID devient = 238 on sélectionne le point d'extrémité droite (i=101, j= 1), le ID devient = 239 on sélectionne xdisp et on sélectionnela tête de la pente (i=51, j=40), le ID devient = 240 on sélectionne ydisp et on sélectionne le même point puis **Execute**
- Utility >history> vérifier que Zone est sélectionné développer Grounwater sélectionner PP est sélectionné et que ID dans parameter = 241 , , sélectionner le (i= 50, j=36) , le ID devient = 242 on sélectionne le point (i=36, j= 35), le ID devient = 243 sélectionner le point (i=36, j=25), le ID devient = 244 on sélectionner le point (i=41, j=7), puis **Execute**

On sauvegarde sous le nom **T7L**

4.2.4.14 Configuration de la limite de nombre d'étapes à atteindre avant l'arrêt des calculs et le rapport entre les coordonnées avant et après mise en charge qui déclare que la géométrie devient mauvaise

- Setting puis Solve on introduit dans dans solve<step>limite<steps> la valeur 100000000
- Setting puis Mech on introduit dans dans bad<geometry> [ratio]la valeur 0.3puis Execute
- Utility puis call puis pick et on sélectionne wharf_rezone.fis puis Open
- set rez_func _rezdyn
- on sauvegarde sous le nom **T8L**

4.2.4.15 Exécution de l'analyse jusqu'à T= 2, 3, 5,10, 20 et 40 secondes

- Run puis Solve on coche dynamic calculation et on introduit dans dynamic time limit <age> la valeur 2 on sauvegarde sous le nom T9L
- Run puis Solve on coche dynamic calculation et on introduit dans dynamic time limit <age> la valeur 3 on sauvegarde sous le nom T10L
- Run puis Solve on coche dynamic calculation et on introduit dans dynamic time limit <age> la valeur 5 on sauvegarde sous le nom T11L
- Run puis Solve on coche dynamic calculation et on introduit dans dynamic time limit <age> la valeur 10 on sauvegarde sous le nom T12L
- Run puis Solve on coche dynamic calculation et on introduit dans dynamic time limit <age> la valeur 20 on sauvegarde sous le nom T13L
- Run puis Solve on coche dynamic calculation et on introduit dans dynamic time limit <age> la valeur 40 on sauvegarde sous le nom T14L

4.3 Présentation et discussion des résultats

4.3.1 Analyse statique

4.3.1.1 Vecteur Déplacement

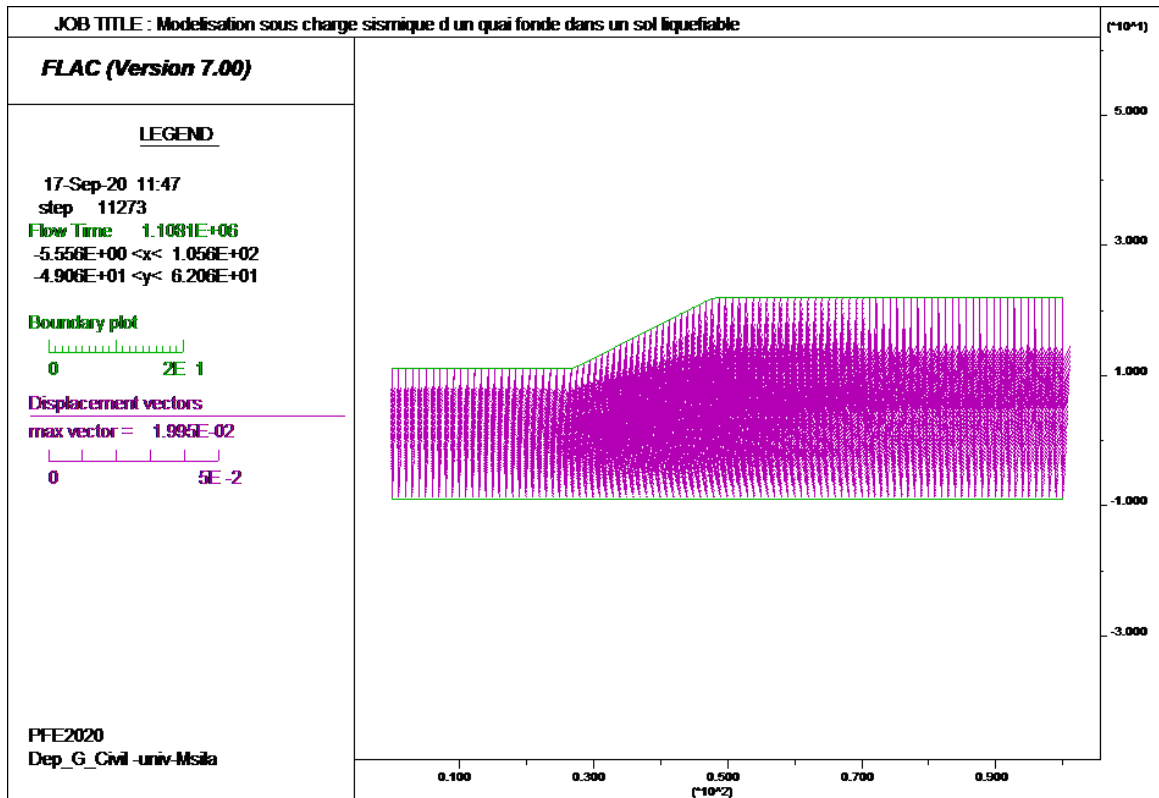


Figure 4.12 ; Analyse statique :Vecteur déplacement

La figure ci-dessus montre que la direction prédominante des déplacements est verticale vu que les charges appliquées sont le seul poids propre des sols et de la structure du quai, les déplacements restent faibles et la valeur maximale à la crête de la pente est 2 cm

4.3.1.2 Déformation de cisaillement

Les déformations de cisaillement sont très faible de valeur maximale de 0.00005 comme le montre la figure ci dessous

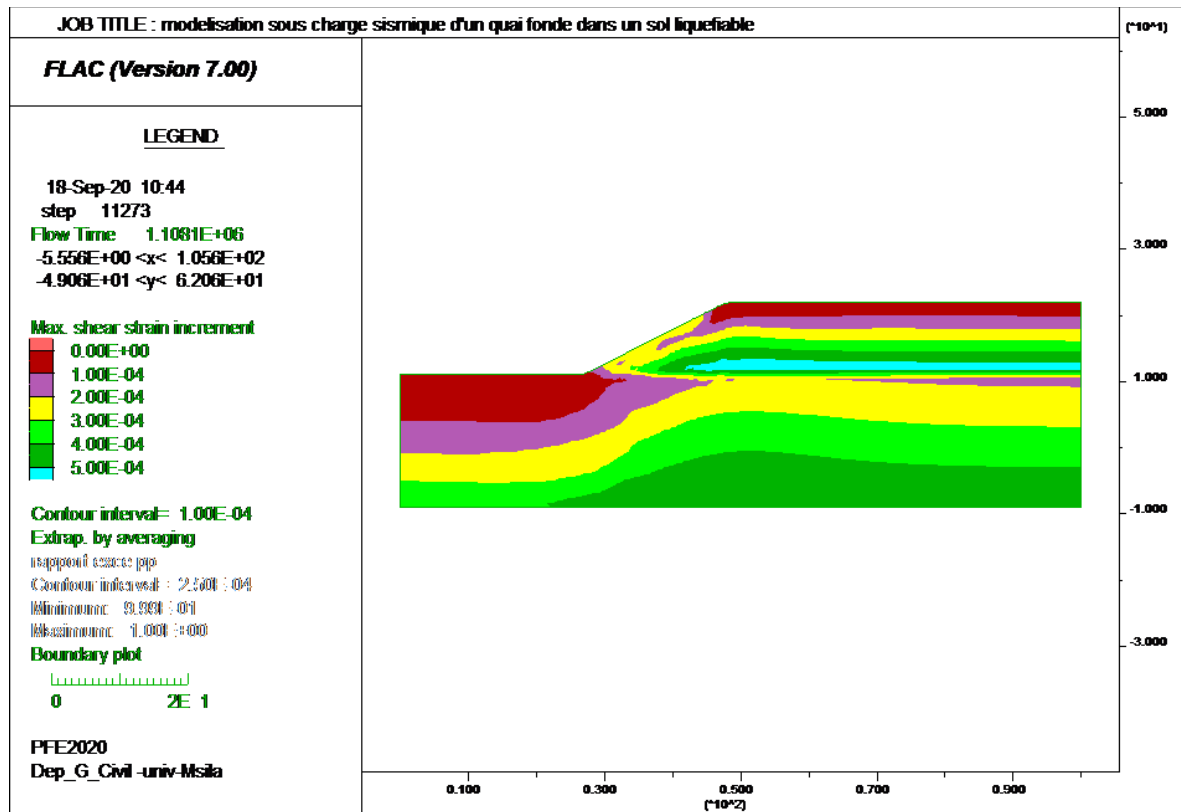


Figure4.13 ;Analyse statique :Déformation de cisaillement

4.3.1.3 Contraintes de cisaillement

La figure ci-dessous montre que la contrainte de cisaillement au niveau de la pente est faible ce qui n'atteigne pas la stabilité de la pente, en plus les valeurs maximales de cette contrainte concerne la zone du sol 1 situé sous la pente et ne dépassent pas 0.025 MPa

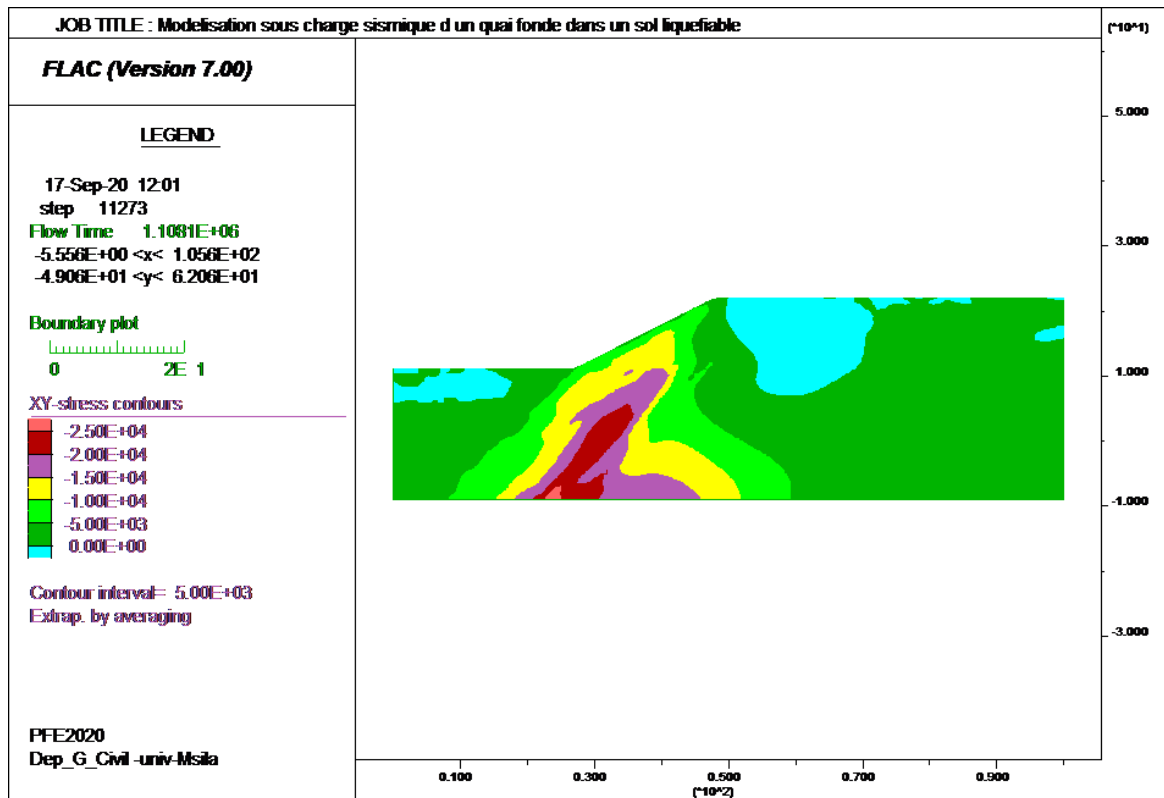


Figure4.14 ; Analyse statique : Contrainte de cisaillement

4.3.1.4 Pressions interstitielles

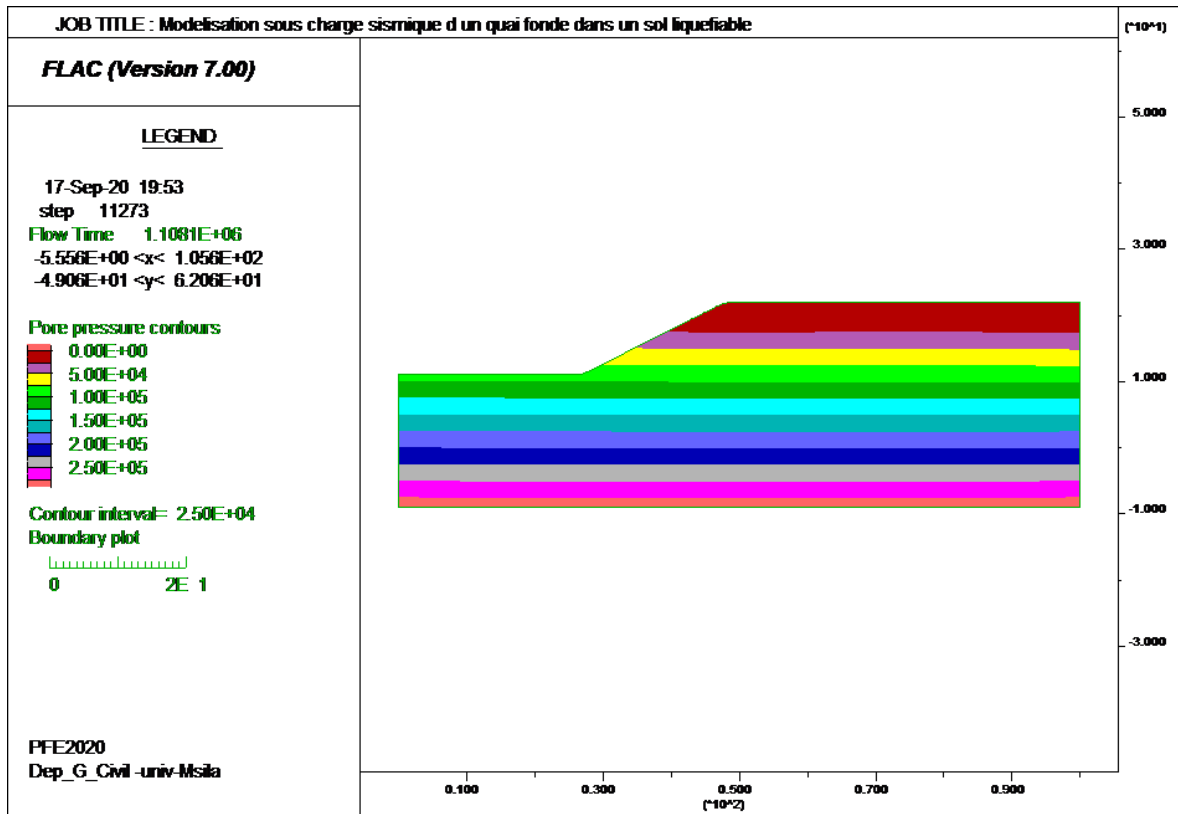


Figure4.15 ; ; Analyse statique : Pression interstitielle

Les pressions interstitielles suivent dans leurs allures les pressions initiales avec une diminution de leur valeur maximale à l'équilibre statique à 250000 (valeur max initiale = 290000) .

4.3.1.5 Effort dans la poutre

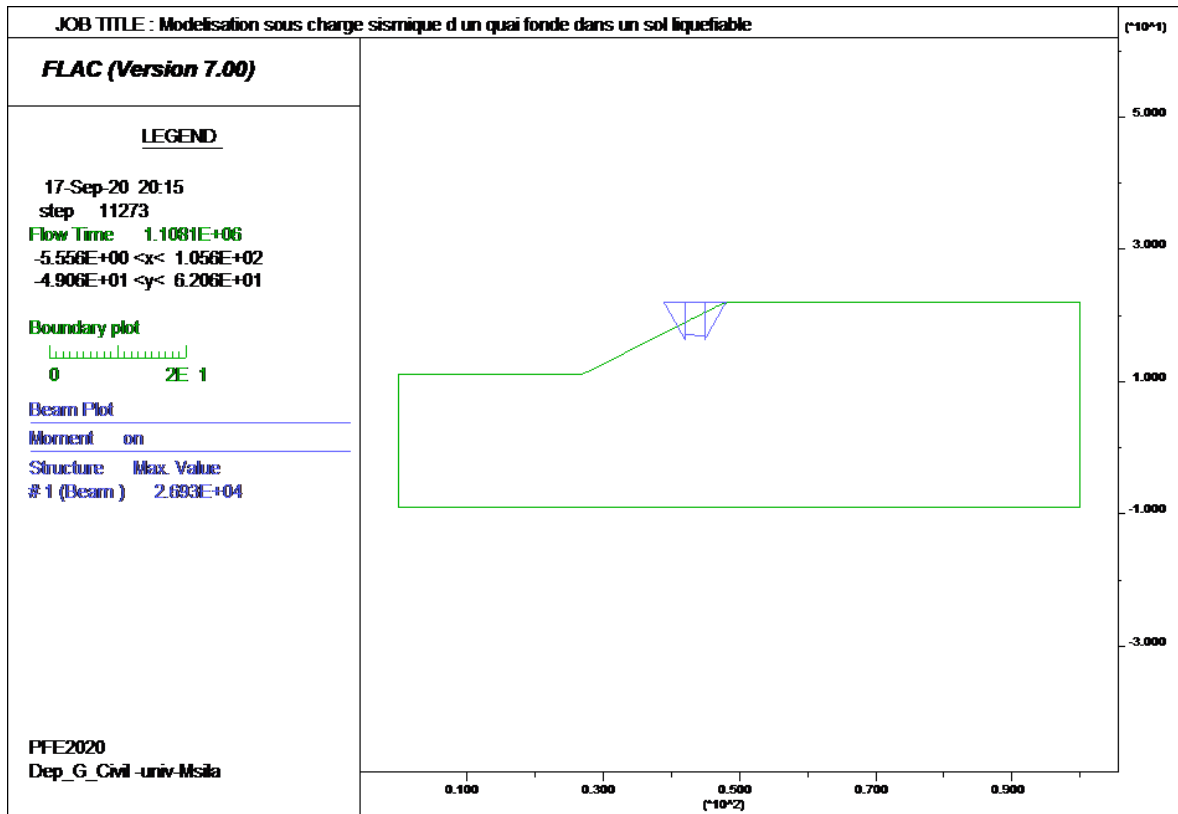


Figure4.16 ; Analyse statique : Moment

La figure ci-dessus montre que les moments de la poutre sont maximaux au voisinage des pieux, cela est identique au comportement d'une poutre sur un sol élastique avec deux charges concentrées qui remplacent les appuis intermédiaires qui sont les pieux

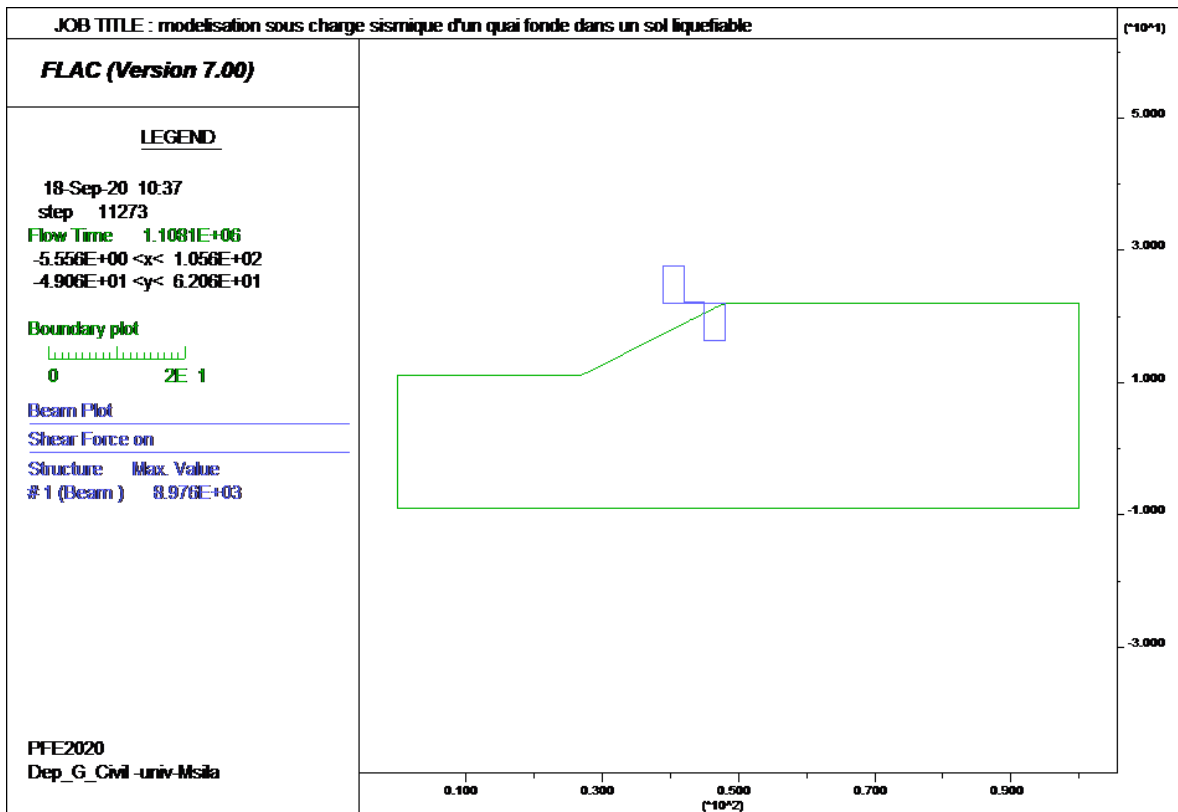


Figure4.17 ; Analyse statique : Effort tranchant

La première figure ci-dessus montre que les moments de la poutre sont maximaux au voisinage des pieux, cela est typique du comportement d'une poutre sur un sol élastique avec deux charges concentrées qui remplacent les appuis intermédiaires qui sont les pieux

La deuxième représente Le diagramme des efforts tranchants, ceux-ci aussi est typique d'une poutre fondée sur un sol élastique et menée de deux appuis intermédiaires

4.3.1.6 Effort dans les pieux

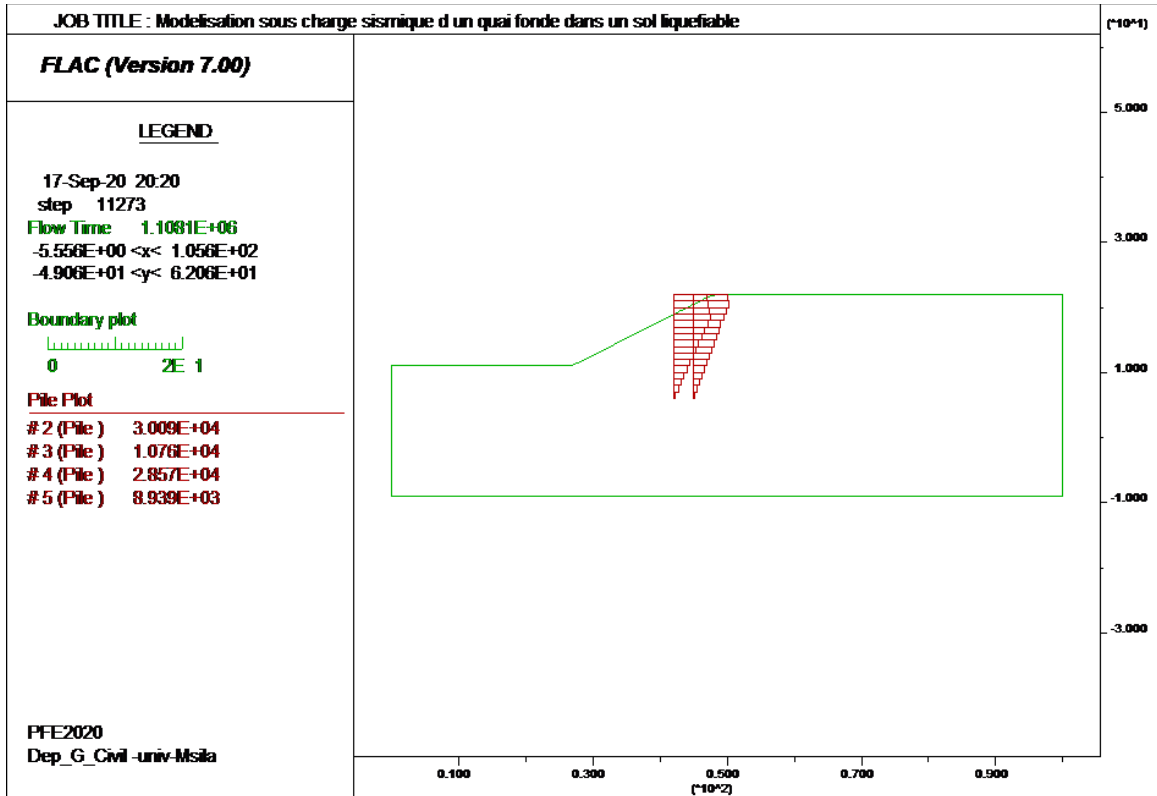


Figure4.18 ; Effort dans les pieux :Effort axial

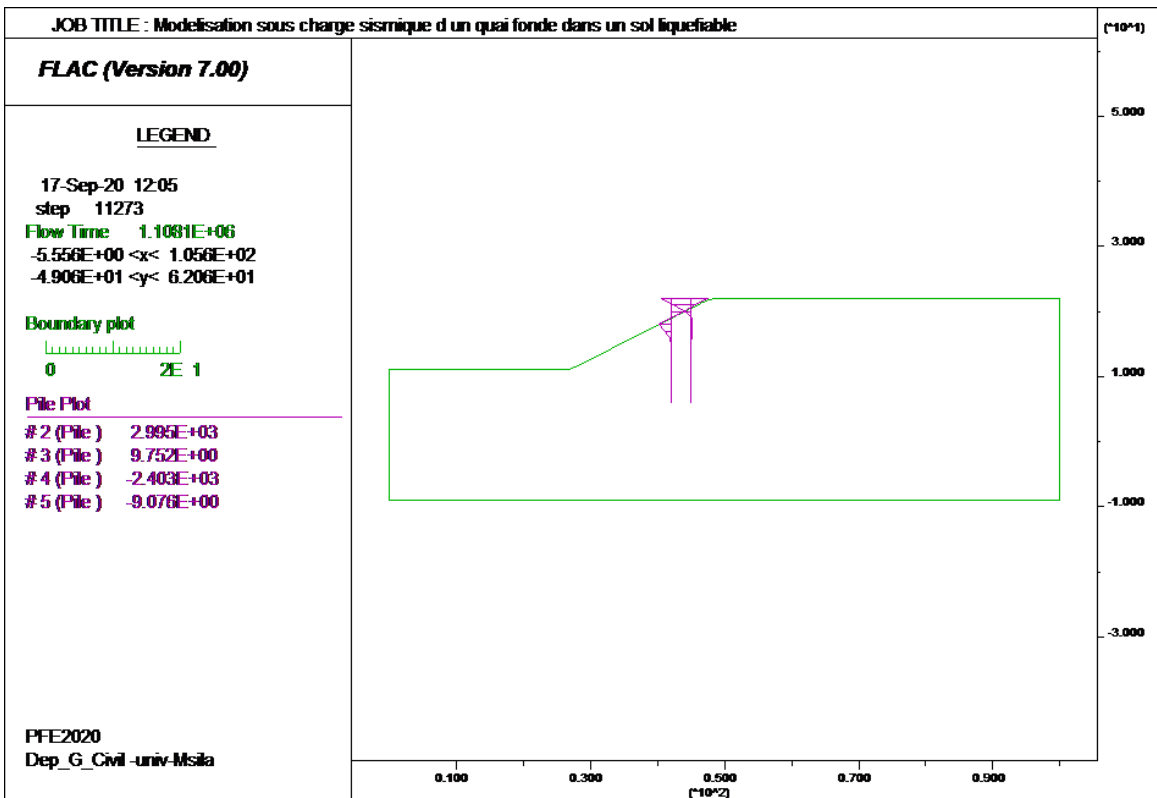


Figure 4.19 ; Effort dans les pieux : Moment

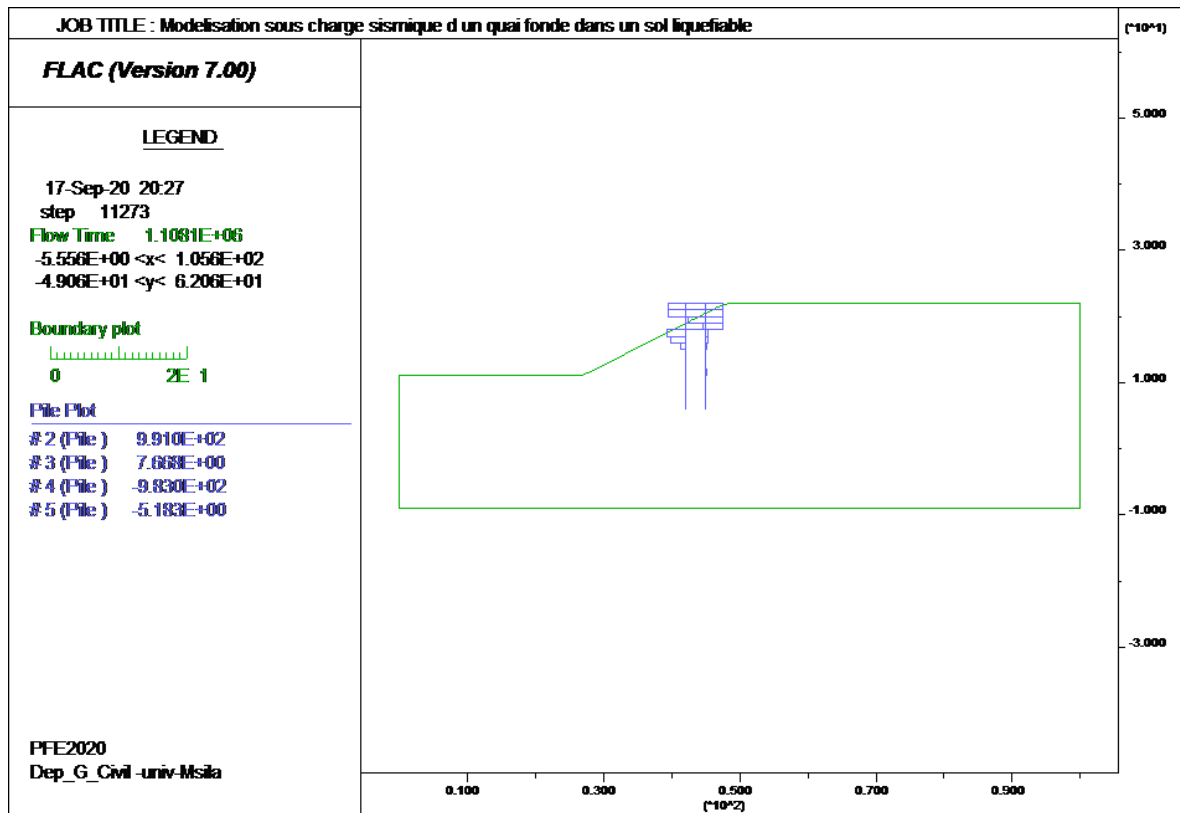


Figure 4.20 ; Effort dans les pieux : Effort tranchant

L'allure des efforts normaux dans les pieux est présenté de dans la 1^{ère} figure ci dessus, les valeurs atteintes par ceux-ci sont faibles et n'affectent pas la résistance et la stabilité des pieux. Pour les moments et les efforts tranchants présentés dans la 2^{ème} et la 3^{ème} figure ci-dessous, nous constatons que les valeurs maximales sont obtenues au niveaux de la tête des pieux (encastrement avec la poutre du quai), ces valeurs estent aussi modérés et n'affectent pas la résistance et la stabilité des pieux

4.3.2 Analyse statique et dynamique

4.3.2.1 Vecteurs des déplacements

La figure ci-dessous illustre les déplacements dans les couches de sol du quai, on constate la direction oblique des vecteurs de déplacement au niveau de la pente du quai ce qui compromet la stabilité de la pente, la valeur maximale se rapproche de 15 cm

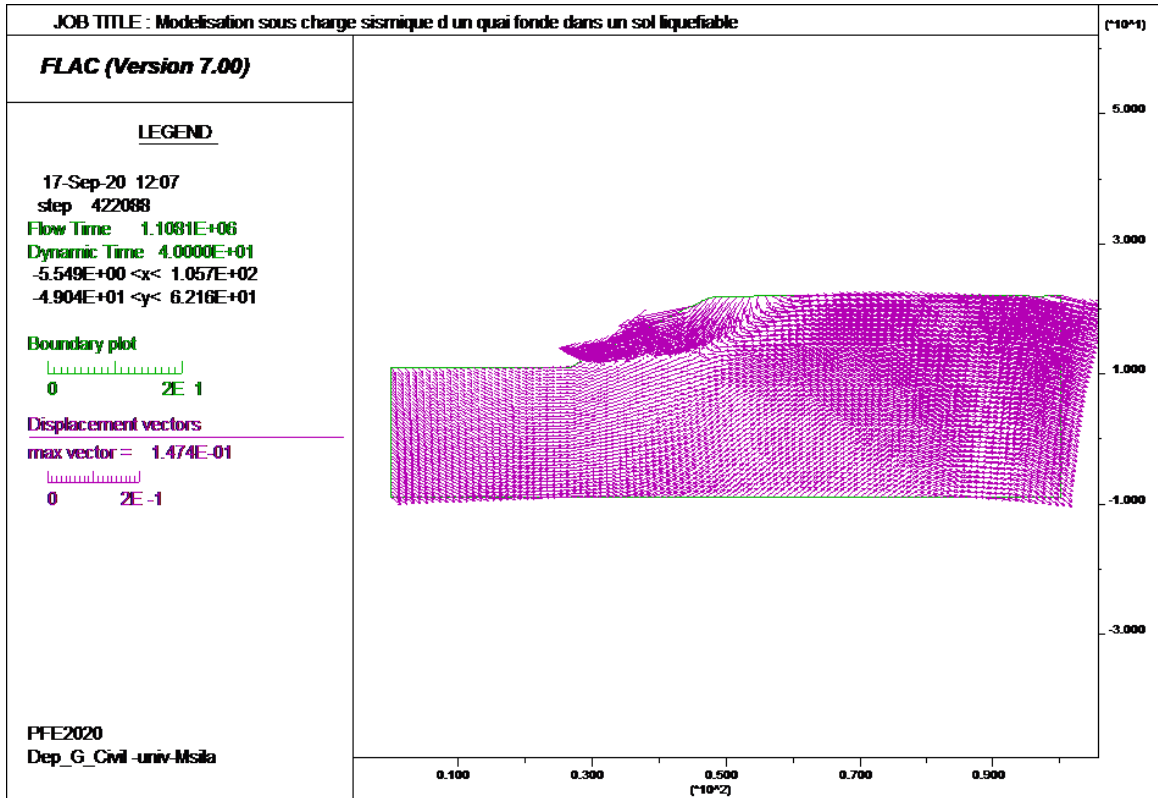


Figure4.21 ; Analyse statique et dynamique :Vecteurs des déplacements

4.3.2.2 Déformation de cisaillement

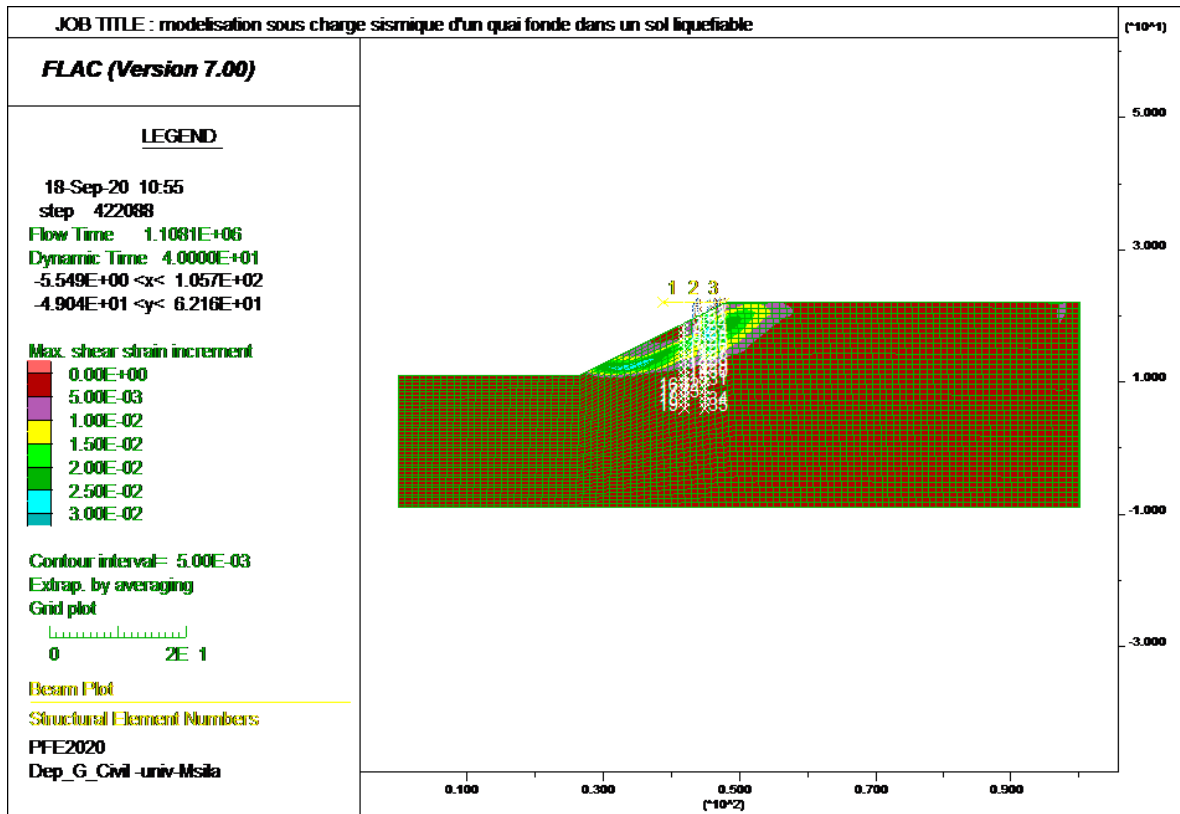


Figure4.22 ; Analyse statique et dynamique :Déformation de cisaillement

La déformation de cisaillement sont relativement importante et marquent une valeur maximale de 0.03 et se concentrent au niveau de la pente du quai

4.3.2.3 Contraintes de cisaillement

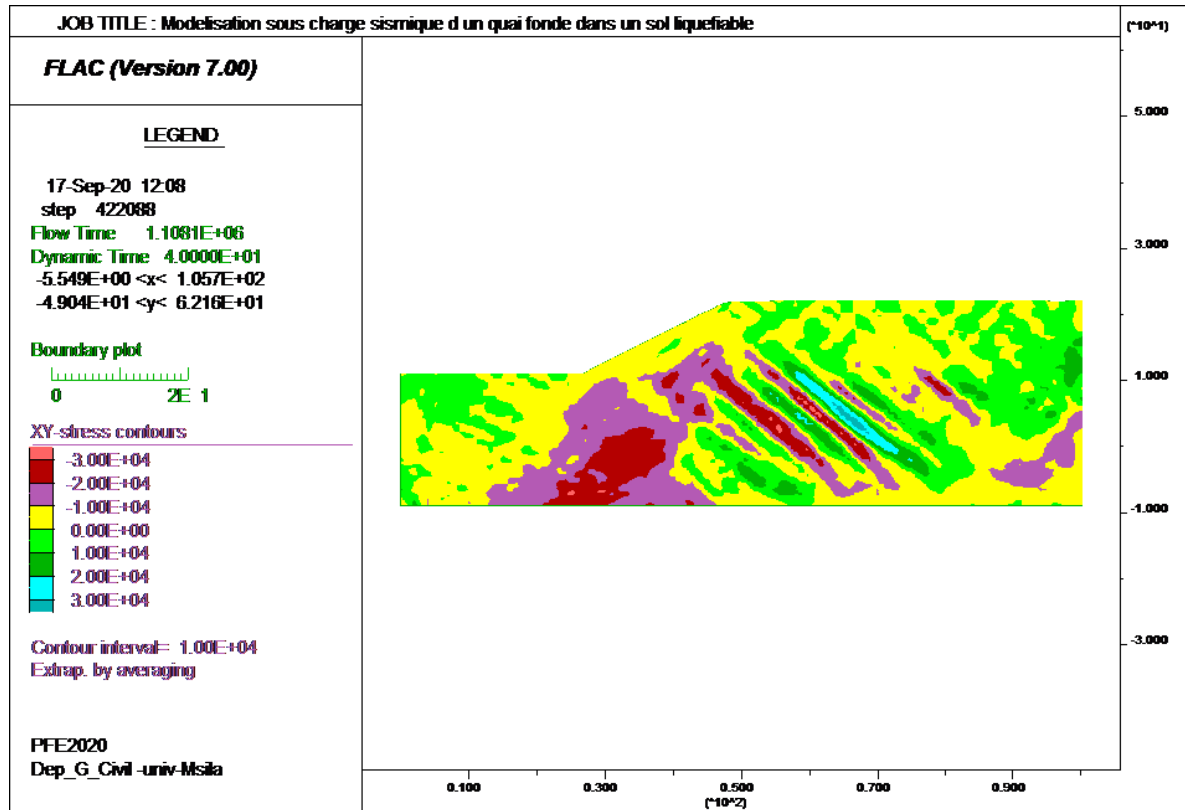


Figure4.23 . Analyse statique et dynamique : Contraintes de cisaillement

4.3.2.4 Pressions interstitielles

La figure ci-dessous qui illustre la distribution des pressions interstitielles au sein des sols du quai à la fin de la secousse sismique montre que les zones de mêmes pressions ne restent pas parallèles à cause de l'effet dynamique .

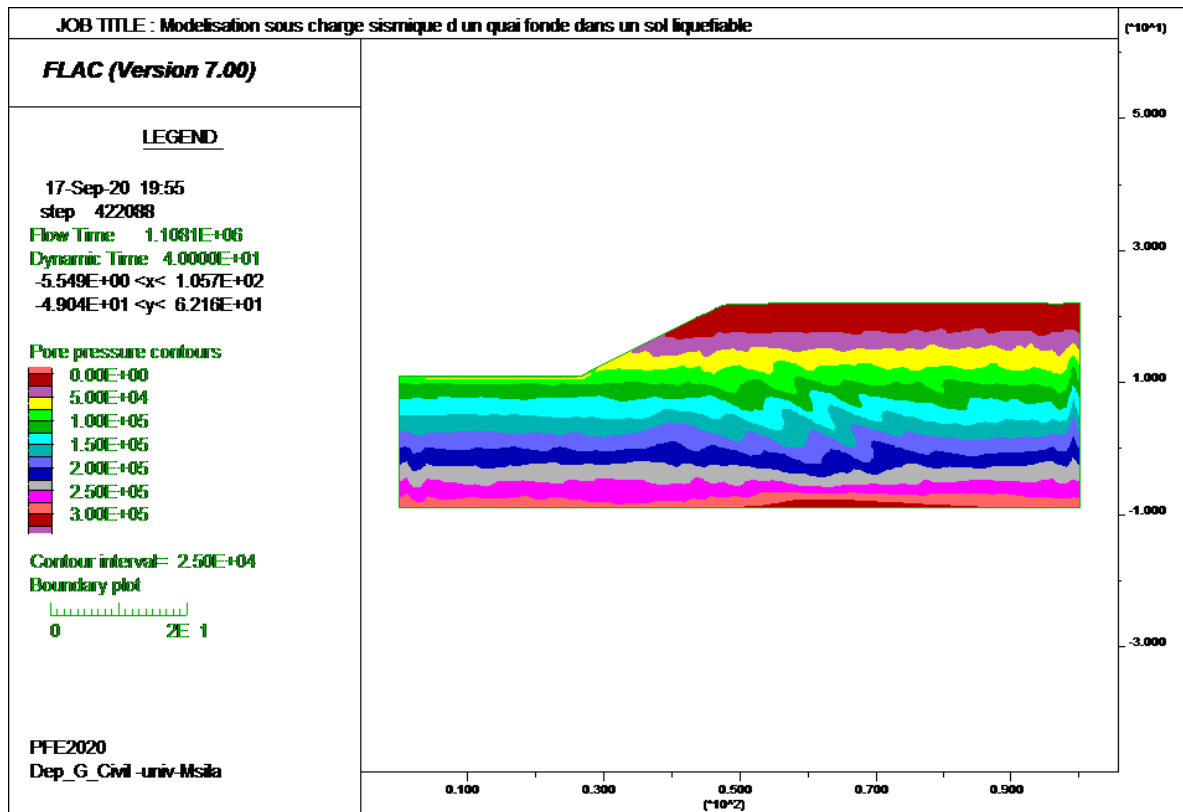


Figure4.24 ; Analyse statique et dynamique : Pressions interstitielles

4.3.2.5. Efforts dans la poutre du quai

Les deux figures ci-dessous illustrent la distribution du moment et de l'effort tranchant dans la poutre à la fin de la secousse sismique. Une augmentation de la valeur maximale du moment au niveau des pieux est constatée, elle passe de 29000 N.m à 36000 Nm,

La distribution de l'effort tranchant est affectée, le tronçon de la poutre qui n'est presque pas sollicité à la fin de l'équilibre statique devient sollicité comme les autres tronçons

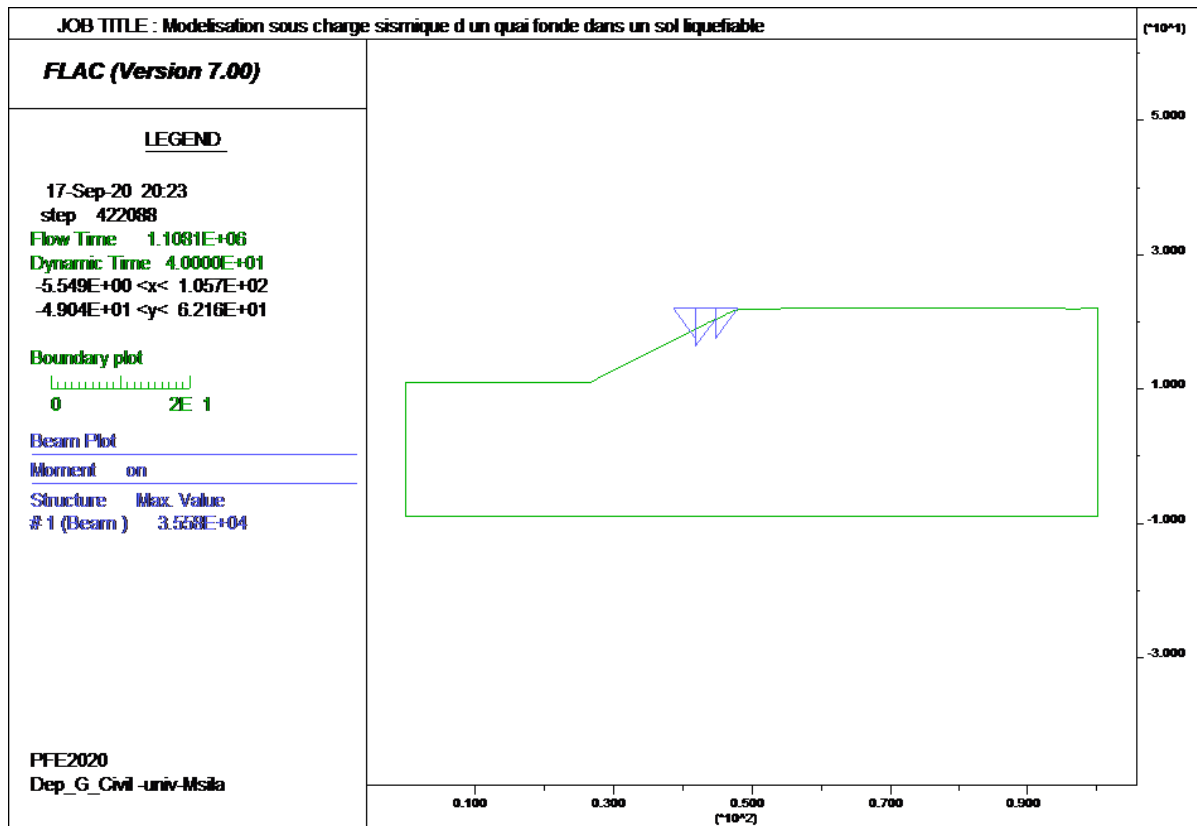


Figure4.25 ; Efforts dans la poutre du quai : Moments

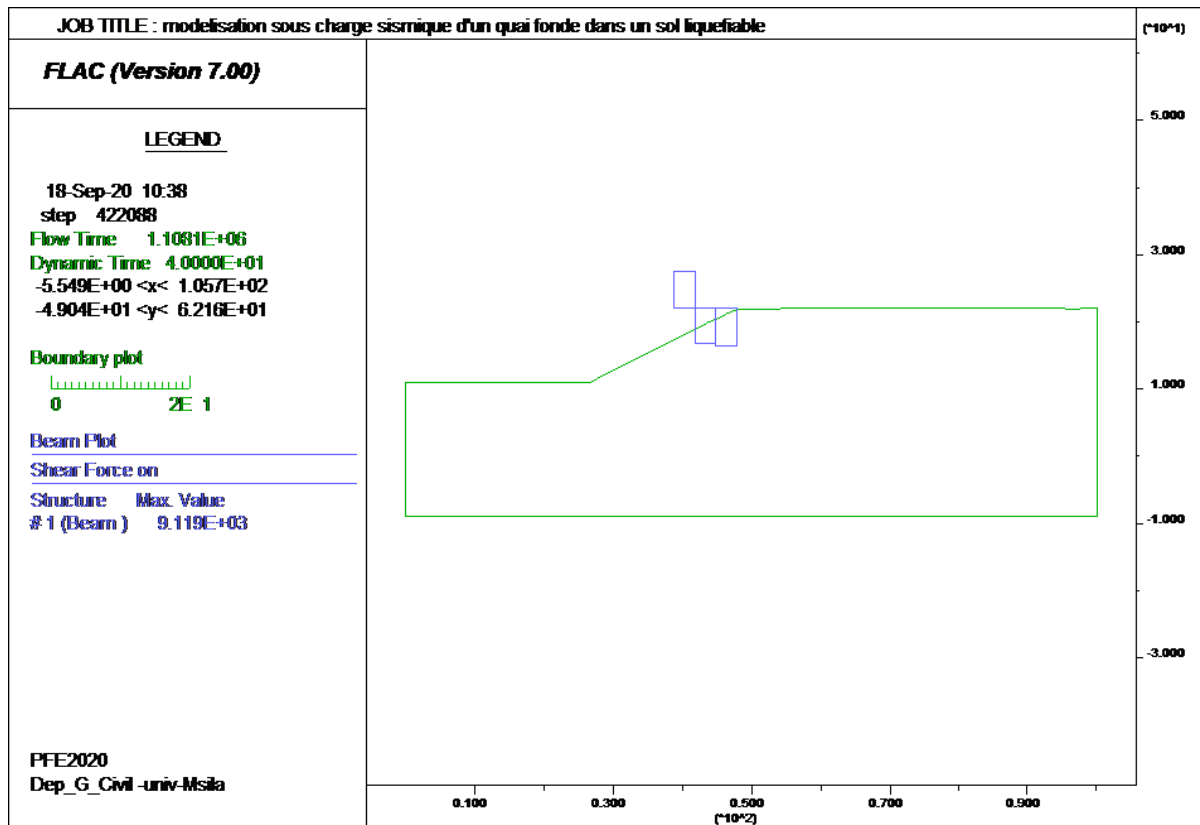


Figure 4.26 ; Efforts dans la poutre du quai : Effort tranchants

4.3.2.6 Effort dans les pieux

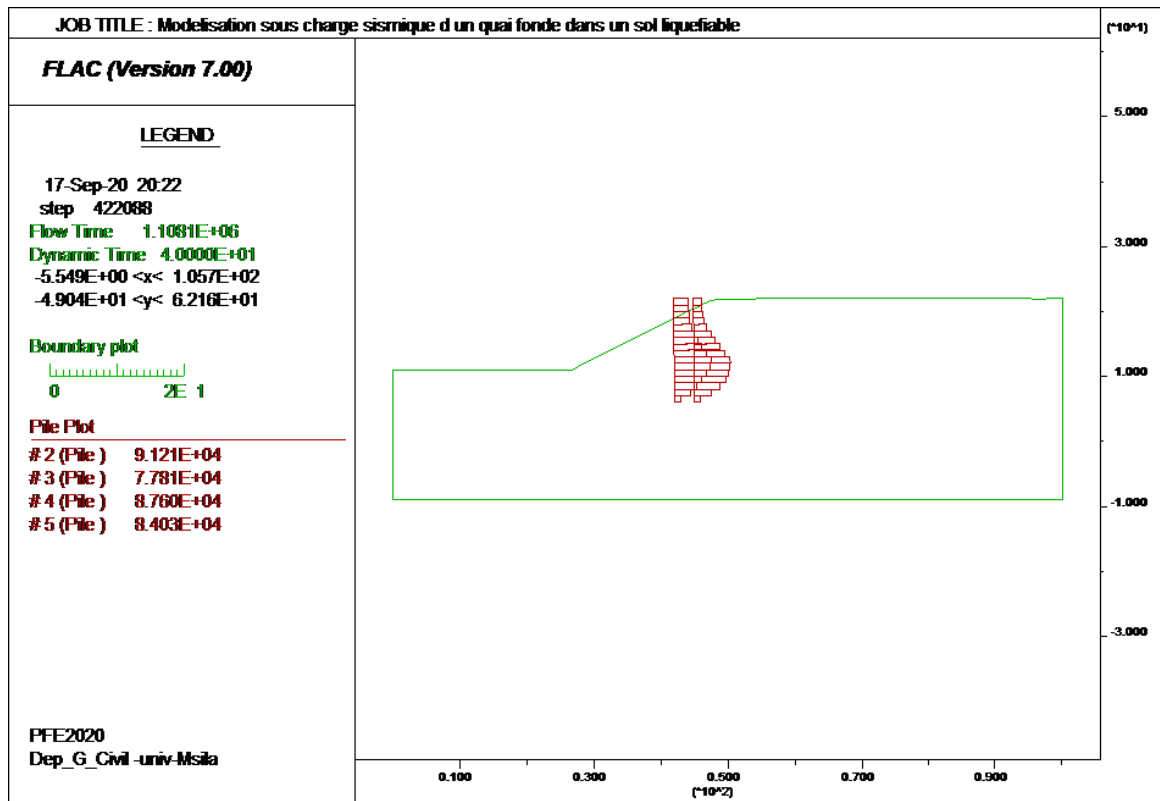


Figure4.27 ; Effort dans les pieux : Effort axial

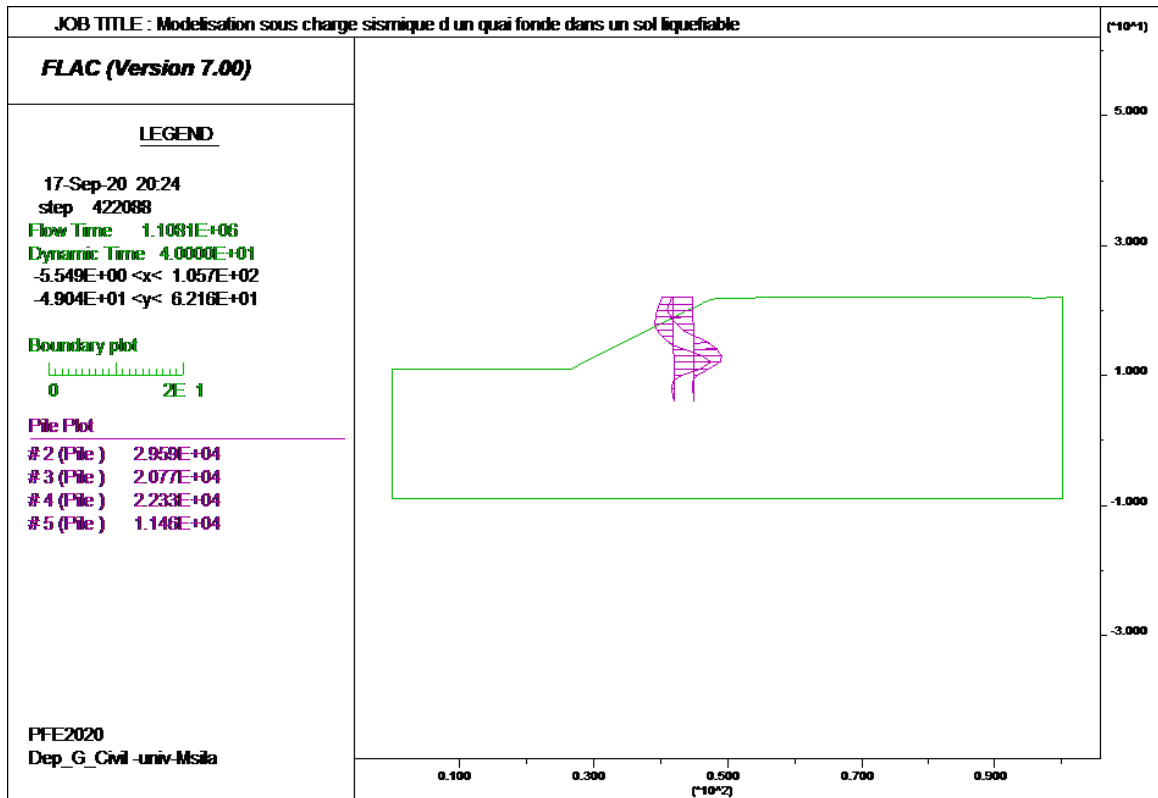


Figure4.28 ; Effort dans les pieux : Moments

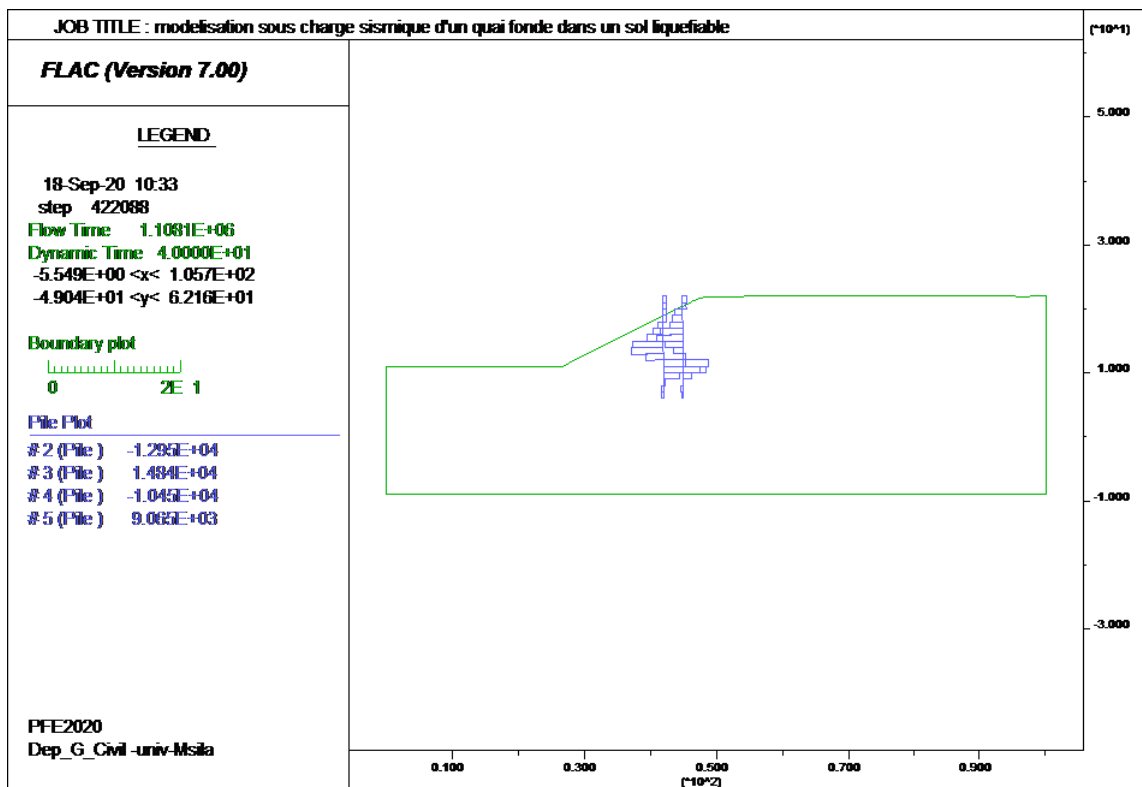


Figure 4.29 ; Effort dans les pieux : Effort tranchant

Les trois figures ci-dessus, illustrent respectivement les diagrammes de l'effort axial, du moment et de l'effort tranchant dans les pieux

Les pieux sollicités par un effort axial plus marqué au voisinage de leur têtes à l'équilibre statique deviennent plus sollicités dans leurs moitiés inférieurs, en plus la valeur maximale de l'effort axial passe à 91200 N (30000 à l'équilibre statique), le même constat est fait pour les moment, la valeur maximale passe à 29590 N.m (10 fois celle à l'équilibre statique)

4.3.3 Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction

4.3.3.1 Déclanchement de la liquéfaction

La figure suivante qui présente la simulation de l'état du projet après 3 seconde du début de la secousse montre en blanc la courbe limitant la zone entrant en liquéfaction des cette durée, elle est basée sur le calcul du rapport de l'excédant de la pression interstitielle (exces pore-pressure ratio) définit par , la liquéfaction se produit dès que ce rapport devient égale à l'unité

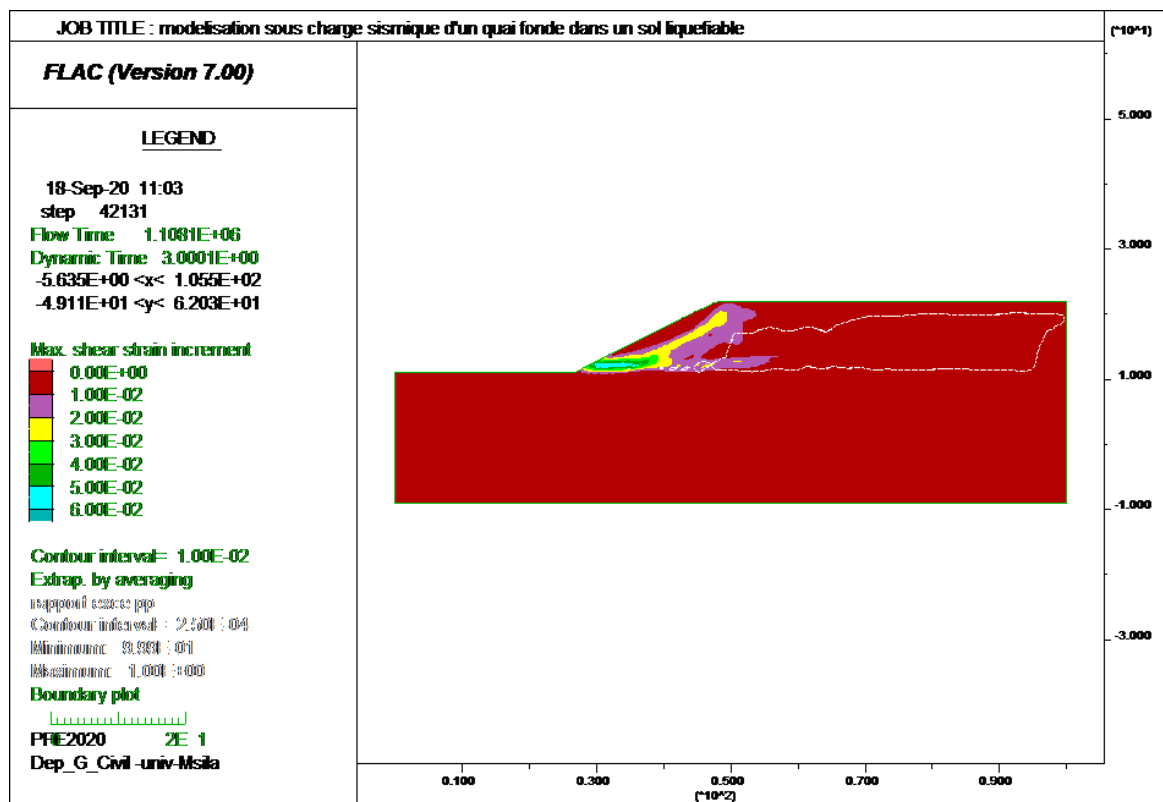


Figure 4.30 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction : Début de la liquéfaction

4.3.3.2 Vecteurs déplacements

On constate sur la figure suivante que toute la zone de la pente se liquéfie massivement, les déplacements atteignent une valeur de 1.6 m

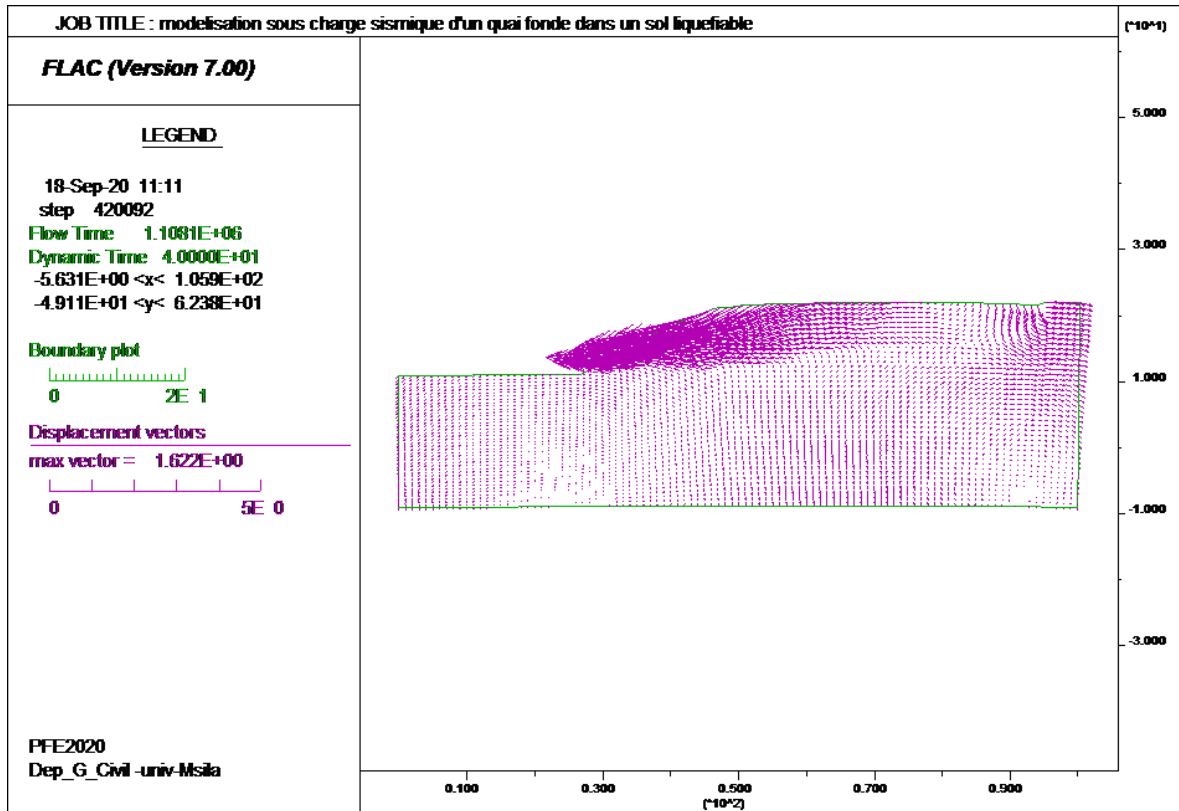


Figure4.31 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction : Vecteurs déplacements

4.3.3.3 Déformation de cisaillement

Les déformations de cisaillement qui sont plus marquées dans la zone de la pente comme le montre la figure suivante atteignent une valeur maximale de 40% signalant ainsi la rupture complète de la pente

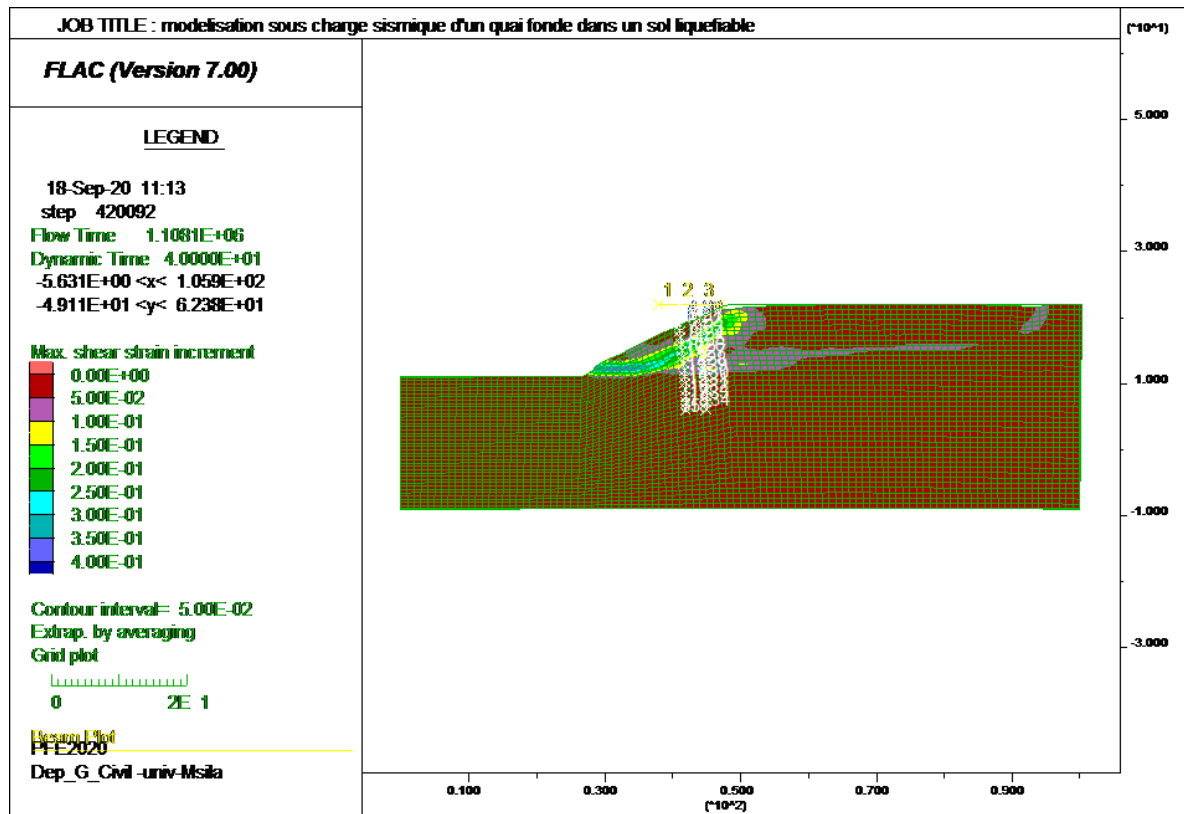


Figure 4.32 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction : Déformation de cisaillement

4.3.3.4 Pressions interstitielles

Les pressions interstitielles prennent augmentent jusqu'à une valeur de 400000 (270000 à l'équilibre statique), ce qui diminue les contraintes effectives des sols et induit ainsi la chute de sa résistance

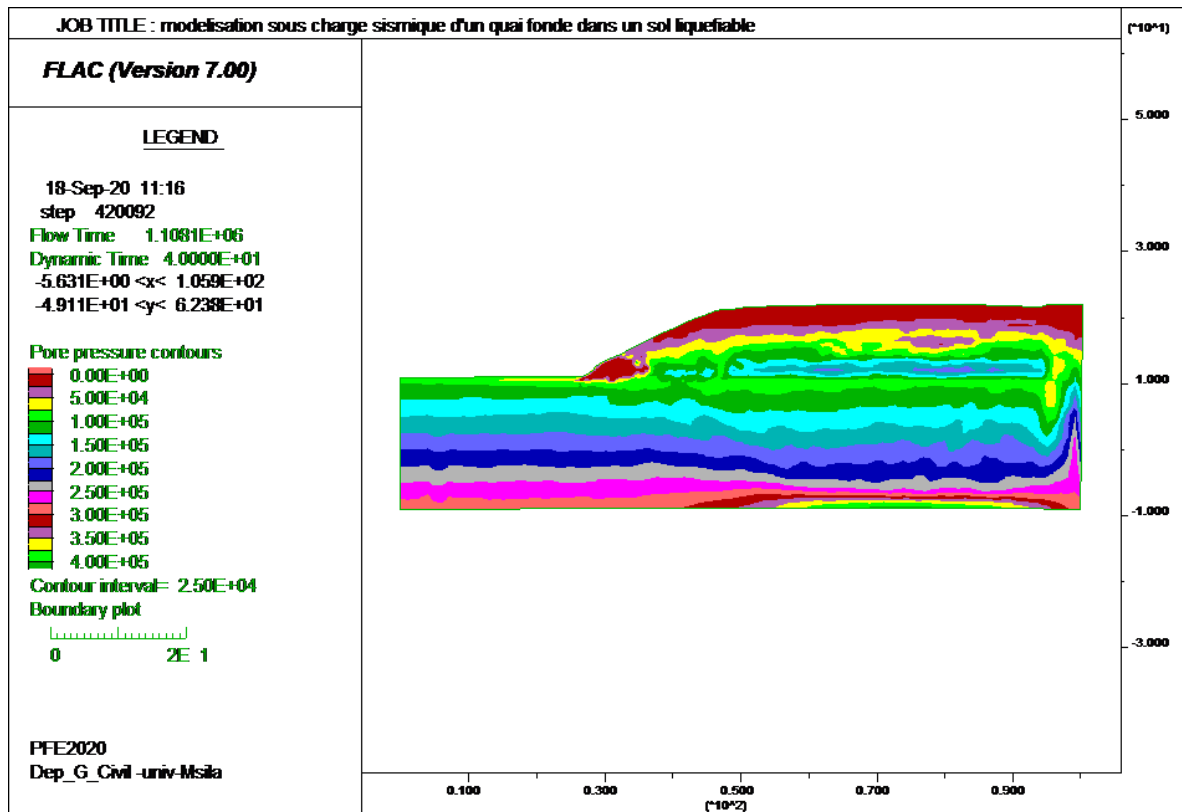


Figure 4.33 ; Analyse complète en prenant en compte la liquéfaction : Pressions interstitielles

4.3.3.5 Efforts dans la poutre

Les efforts dans la poutre se trouvent considérablement augmentés comme le montre les deux figures ci dessous, la valeur du moment max passe à 82000N (27000 N à l'état de l'équilibre statique) et celle de l'effort tranchant à 48000 N (9000 N à l'état de l'équilibre statique).

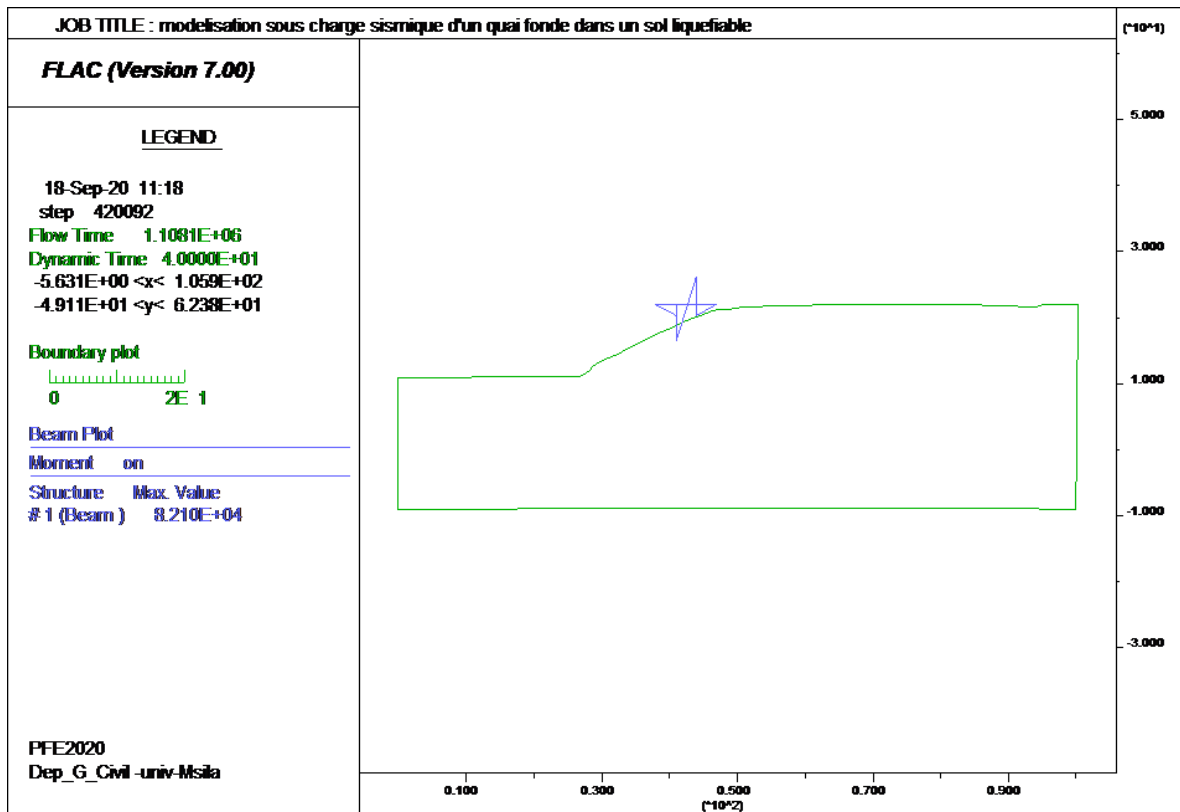


Figure4.34 ; Efforts dans la poutre : Moment

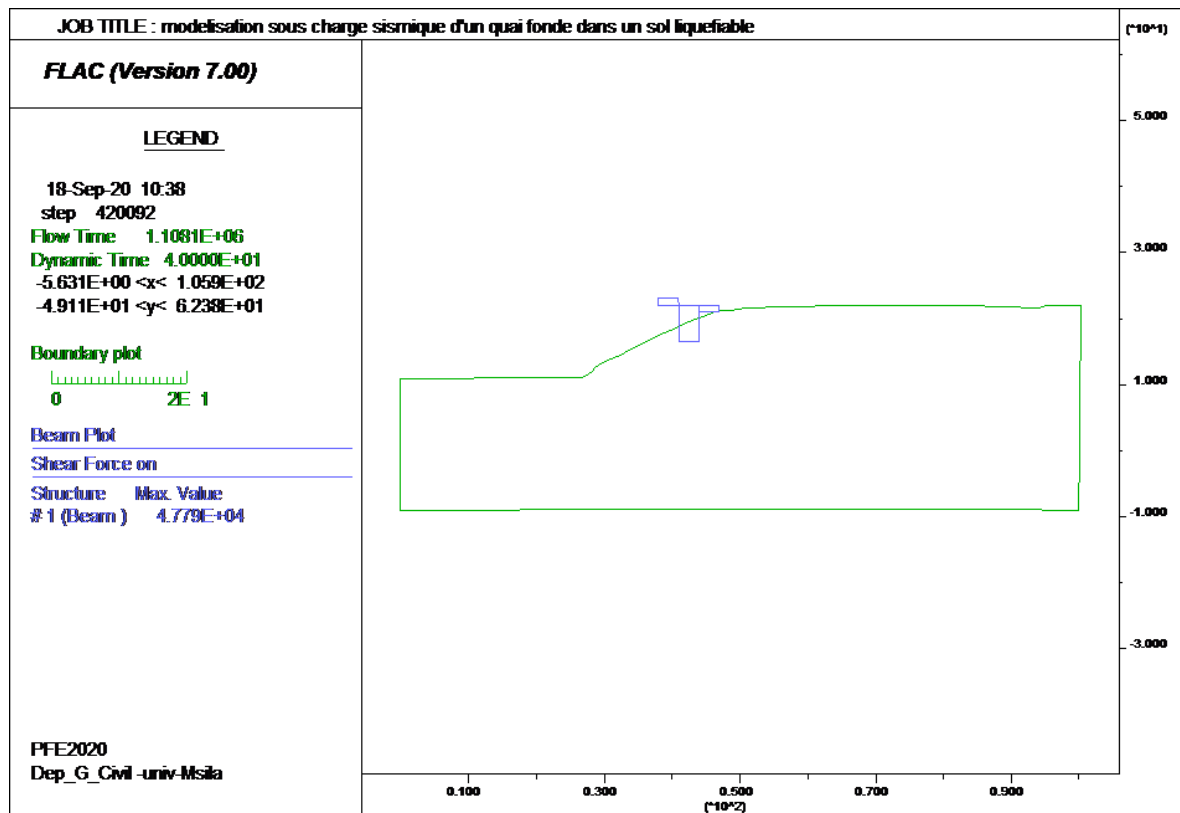


Figure4.35 ; Efforts dans la poutre : Effort tranchant

4.3.1.6 Efforts dans les pieux

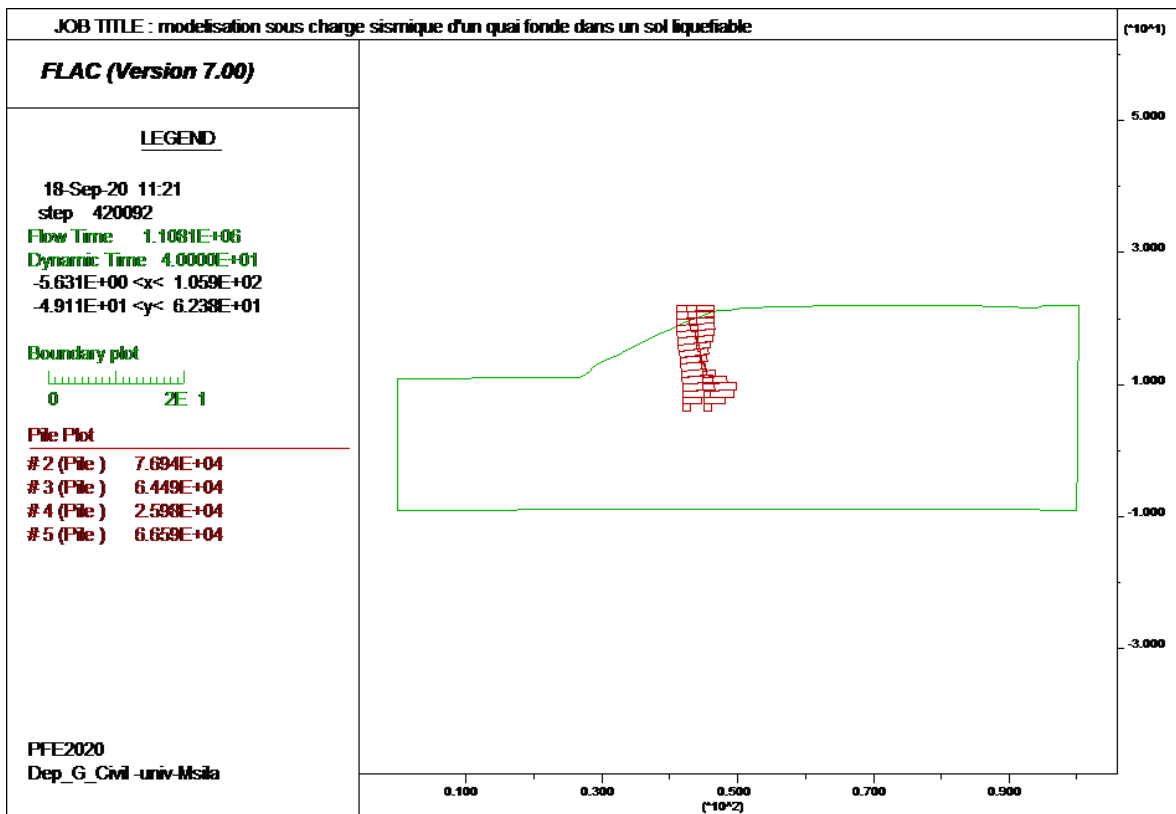


Figure 4.36 ; Efforts dans les pieux : Effort axial

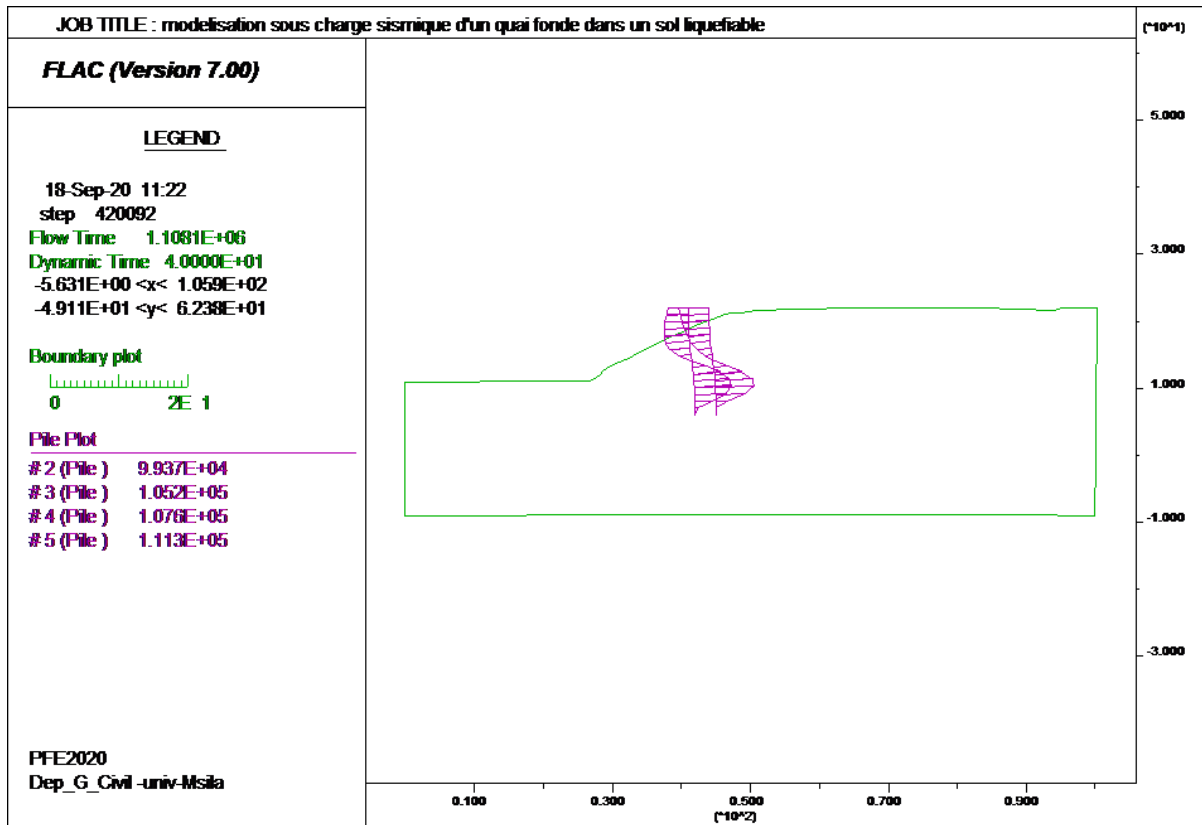


Figure4.37 ; Efforts dans les pieux : Moment

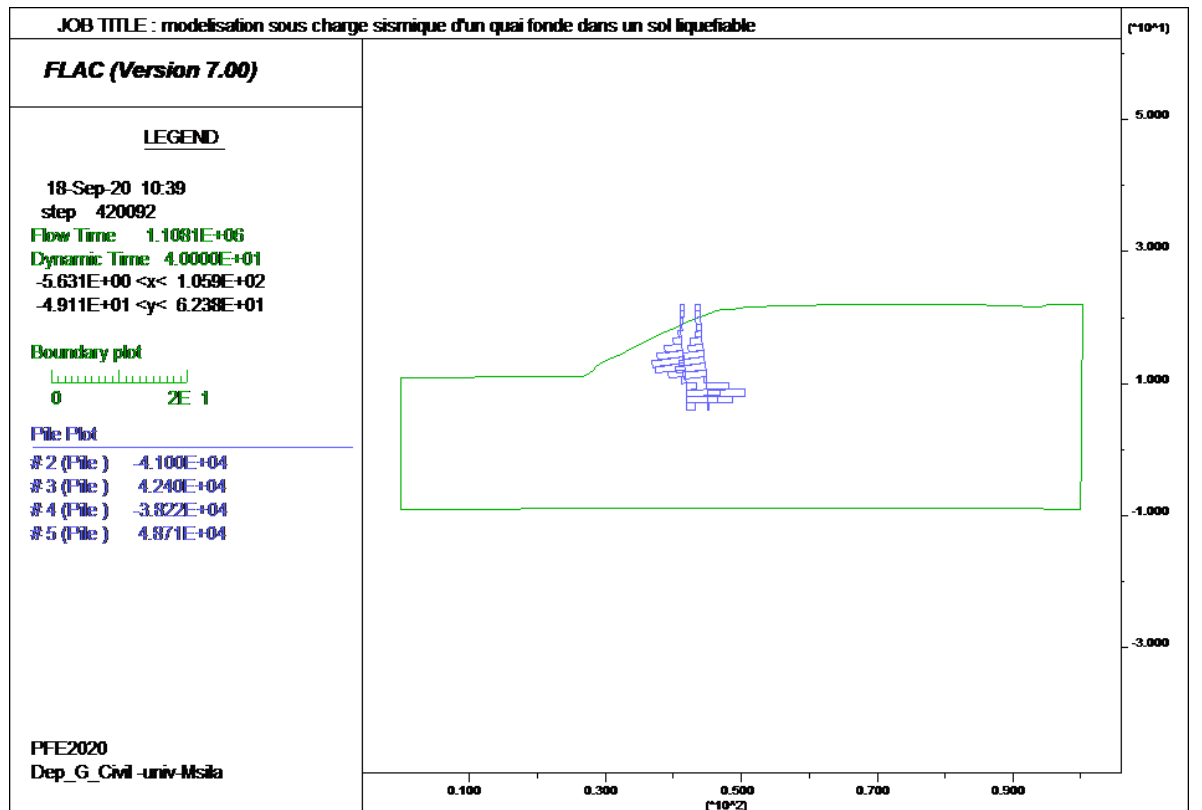


Figure4.38 ; Efforts dans les pieux : Effort tranchant

Les 3 figures ci-dessous, illustrant les diagrammes des efforts axiaux, des moments et des efforts tranchants dans les pieux, montrent la grande variation que subissent ces diagrammes en tenant compte le phénomène de la liquéfaction.

En effet les moments voient leur valeur maximale atteigne 112000 N (3000N à l'équilibre statique) , la valeur de l'effort tranchant maximale obtenu est de 49000 N (990 N à l'équilibre statique)

4.4 Conclusions

Les trois analyses menues sur le projet en cours, à montré que le quai ne présente aucun risque ni de résistance ni de stabilité à l'équilibre statique, en incluant les efforts et déplacement dus à l'action sismiques, les déplacements et les déformations de cisaillement augmentent, ainsi que les efforts dans les éléments structuraux du quai (la poutre et les pieux), pouvant ainsi compromettre la stabilité de l'ouvrage.

La liquéfaction des sols du quai prise en compte dans la dernière analyse à comme conséquences de produire des déplacements spectaculaires de l'ordre de 1.6 m au niveau de la pente donnant ainsi lieu à son effondrement complet provoquant ainsi la rupture de la poutre et des pieux du quai.

Conclusions générales

1. A la lumière de la recherche bibliographique entreprise, on peut conclure les points suivants :
 - La liquéfaction est un phénomène très complexe qui se manifeste par une perte de résistance brutale qui, dans des circonstances défavorables, peut dégénérer en une rupture catastrophique. qui mettent la sécurité des ouvrages en cause (le renversement, le poinçonnement.....etc.)
 - Le phénomène de la liquéfaction se produit sous l'effet des chargements cycliques (les séismes, les vibrations des machines, les vagues etc.) ou par des chargements monotones. Mais les séismes restent à l'origine de la plupart des désordres liés à la liquéfaction des sols
 - Le phénomène de liquéfaction est influé par plusieurs paramètres, ces derniers se catégorisent comme suit :
 - les paramètres intrinsèques des sols
 - les paramètres de chargement extérieur
 - Plusieurs méthodes ont été développées afin d'évaluer la résistance des sols à la liquéfaction. Ces méthodes nous mènent au calcul de coefficient de sécurité (FS) qui lui aussi dépend des quantités CSR et CRR, et récemment il y a plusieurs rectifications apportées sur les formules approchées menant à la formule de CRR en utilisant plusieurs essais (SPT, CPT, DMT, Vs.....).
2. L'analyse des résultats qualitatifs de simulation numérique du cas étudié nous à permis de dégager les conclusions suivantes :

Le quai ne présente aucun risque ni de résistance ni de stabilité en considérant l'équilibre statique seul

Avec la prise en compte des efforts et déplacement dus à l'action sismiques, les déplacements et les déformations de cisaillement augmentent, ainsi que les efforts dans les éléments structuraux du quai (la poutre et les pieux), pouvant ainsi compromettre la stabilité de l'ouvrage.

L'inclusion de la liquéfaction des sols du quai dans l'analyse complète a produit des déplacements spectaculaires de l'ordre de 1.6 m au niveau de la pente donnant ainsi lieu à l'écoulement du sol provoquant ainsi l'effondrement du projet.

Fichier data flac du projet

;Project Record Tree export

;File:F_Don_Flac.dat

;Units: SI: meter-kilogram-second;Title:modelisation sous charge sismique d'un quai
fonde dans un sol liquefiable

;Branch 1:T1.sav

; Source: Simple grid

config gwflow dynamic extra 20

grid 100,40

gen 0.0,-9.0 0.0,11.0 100.0,22.0 100.0,-9.0 i=1,101 j=1,41

; Define nonlinear edges and interpolate subgrids

gen row 2,41 1.0267603 11.0 2.0535207 11.0 3.0802813 11.0 4.1070414 11.0 &
5.133802 11.0 6.1605625 11.0 7.1873236 11.0 8.214083 11.0 9.240844 11.0 &
10.267604 11.0 11.294364 11.0 12.321125 11.0 13.347885 11.0 14.374647 11.0 &
15.401407 11.0 16.428165 11.0 17.454927 11.0 18.481688 11.0 19.508448 11.0 &
20.535208 11.0 21.561968 11.0 22.588728 11.0 23.61549 11.0 24.64225 11.0 &
25.66901 11.0 26.69577 11.0 27.611614 11.455936 28.52363 11.927594 &
29.435646 12.399252 30.347664 12.870912 31.259682 13.342571 32.171696 &
13.814229 33.083714 14.285889 33.99573 14.757548 34.90775 15.229208 &
35.819763 15.700866 36.73178 16.172523 37.6438 16.644184 38.555813 &
17.11584 39.46783 17.587502 40.379845 18.059158 41.291862 18.530819 &
42.203884 19.00248 43.1159 19.474134 44.027912 19.945795 44.939934 &
20.417454 45.851948 20.889114 46.763966 21.360771 47.675983 21.832432 &
48.661976 22.0 49.68874 22.0 50.715496 22.0 51.742256 22.0 52.769024 &

22.000002 53.795784 22.0 54.822544 22.0 55.849297 22.0 56.87606 22.0 &
57.902817 22.0 58.92958 22.0

gen row 62,41 59.956345 22.0 60.9831 22.0 62.009865 22.0 63.03662 22.0 &
64.063385 22.0 65.09015 22.0 66.1169 22.0 67.14366 22.0 68.170425 22.0 &
69.19719 22.0 70.223946 22.0 71.2507 22.0 72.27747 22.0 73.30423 22.0 &
74.33099 22.0 75.35775 22.0 76.38451 22.0 77.41127 22.0 78.438034 22.0 &
79.46479 22.0 80.491554 22.0 81.51831 22.0 82.545074 22.0 83.57184 22.0 &
84.598595 22.0 85.62535 22.0 86.652115 22.0 87.67887 22.0 88.70563 22.0 &
89.73238 22.0 90.759155 22.0 91.78592 22.0 92.81267 22.0 93.83943 22.0 &
94.866196 22.0 95.89296 22.0 96.919716 22.0 97.94647 22.0 98.973236 22.0

gen bilinear i=1,101 j=1,41

model elastic i=1,100 j=1,40

fix x i 1

fix x i 101

fix x y j 1

table 1 delete

table 1 0 -9.000 0 11.00 100.0 11.00 100.0 -9.000 0 -9.000

table 2 delete

table 2 26.71 11.00 39.29 17.50 100.0 17.50 100.0 11.00 26.71 11

table 3 delete

table 3 39.29 17.50 48.00 22.00 100.0 22.00 100.0 17.50 39.29 17.50

group 'Sol 1' notnull region tab 1

group 'Sol 2' notnull region tab 2

group 'Sol 3' notnull region tab 3

```
model mohr notnull group 'Sol 1'

prop density=2009.0 bulk=5.09083E8 shear=2.34962E8 cohesion=4000.0 &
friction=40.0 dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'Sol 1'

model mohr notnull group 'Sol 2'

prop density=1813.0 bulk=1.36417E8 shear=6.29615E7 cohesion=2000.0 &
friction=35.0 dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'Sol 2'

model mohr notnull group 'Sol 3'

prop density=1715.0 bulk=1.36417E8 shear=6.29615E7 cohesion=2000.0 &
friction=30.0 dilation=0.0 tension=0.0 notnull group 'Sol 3'

set gravity=9.81

set flow=off

set dyn=off

history 999 unbalanced

solve elastic

save T1.sav

;Branch 2:T2.sav

prop por=0.3 perm=1.0E-10 notnull

apply pp 0.0 var 0.0 290000.0 from 101,38 to 101,1

apply pp 0.0 var 0.0 290000.0 from 46,41 to 1,1

initial saturation 0.0 i 47 101 j 39 41

initial pp 290000.0 var 0.0,-290000.0 j 1 38

set mechanical=off

set flow=on
```

water bulk=2.0E8

water density=1000.0

set funsat=on

solve

save T2.sav

;Branch 3:T3.sav

apply pressure 0.0 var 0.0 90000.0 from 46,41 to 1,41

set mechanical=on

set flow=off

water bulk=0.0

solve

save T3.sav

;Branch 4:T4.sav

struct node 1 39.0,22.0

struct node 2 48.0,22.0

struct beam begin node 1 end node 2 seg 3 prop 1001

struct prop 1001

struct node 5 42.0,11.0

struct node 6 42.0,6.0

struct node 7 45.0,11.0

struct node 8 45.0,6.0

struct pile begin node 3 end node 5 seg 11 prop 3001

```
struct pile begin node 5 end node 6 seg 5 prop 3002

struct pile begin node 4 end node 7 seg 11 prop 3001

struct pile begin node 7 end node 8 seg 5 prop 3002

struct prop 3001

struct prop 3002

struct prop 1001 density 2000.0 e 2E10 area 0.305 I 0.002364

struct prop 3001 density 2000.0 e 2E10 radius 0.125 cs_sstiff 1E7 cs_scoh &
1000.0 cs_nstiff 1E7 cs_sfric 30.0 cs_ncoh 1000.0 perimeter 0.785 cs_nfric &
30.0

struct prop 3002 density 2000.0 e 2E10 radius 0.125 cs_sstiff 1E7 cs_scoh &
4000.0 cs_nstiff 1E7 cs_sfric 40.0 cs_ncoh 4000.0 perimeter 0.785 cs_nfric &
40.0

solve

save T4.sav

restore 'T4.sav'

;Branch 0:T5MNL.sav

prop cohesion 1.0E10 notnull i 99 100

prop tension 1.0E10 notnull i 99 100

prop cohesion 1.0E10 notnull i 1 2

prop tension 1.0E10 notnull i 1 2

initial xdisp 0 ydisp 0

initial xvel 0 yvel 0

ini dy_damp rayleigh 0.002 0.5 stiffness
```

```
ini dy_damp hyst default -3.156 1.904
```

```
set dyn=on
```

```
set =large
```

```
water bulk=2.0E8
```

```
apply ffield
```

```
call 'table103.dat'
```

```
call 'multiplier.fis'
```

```
set _mfactor=1.1
```

```
_mul
```

```
apply sxy _mul hist table 103 from 1,1 to 101,1
```

```
apply xquiet from 1,1 to 101,1
```

```
apply yquiet from 1,1 to 101,1
```

```
save T5MNL.sav
```

```
;Branch 1:T6MNL.sav
```

```
call 'mon_ex.fis'
```

```
mon_ex
```

```
call 'stress_strain_hist.fis'
```

```
set _xzh1=40 _yzh1=2 _xzh2=40 _yzh2=13 _xzh3=60 _yzh3=20 _xzh4=10
```

```
set _yzh4=2 _xzh5=70 _yzh5=2 _xzh6=70 _yzh6=13 _xzh7=50 _yzh7=20
```

```
stress_strain_hist
```

```
call 'vel_acc_hist.fis'
```

```
set _xh1=50 _yh1=-9 _xh2=50 _yh2=21 _xh3=10 _yh3=-9 _xh4=70 _yh4=-9
```

```
set _xh5=70 _yh5=21
```

```
vel_acc_hist  
history 236 dytime  
call 'savepp.fis'  
savepp  
call 'getExcesspp.fis'  
set cd back  
set nsample=50 nstep=1 minrat=1.0  
getExcesspp  
history 237 ydisp i=1, j=1  
history 238 ydisp i=101, j=1  
history 239 xdisp i=51, j=41  
history 240 ydisp i=51, j=41  
save T6MNL.sav
```

```
;Branch 2:T7MNL.sav
```

```
set step=100000000  
set geometry=0.3  
call 'wharf_rezone.fis'  
set rez_func _rezdyn  
save T7MNL.sav
```

```
;Branch 3:T8MNL.sav
```

```
solve dytime 20.0  
save T8MNL.sav
```

;Branch 4:T9MNL.sav

solve dytime 40.0

save T9MNL.sav

restore 'T4.sav'

;Branch 0:T5L.sav

table 4 delete

table 4 20.00 11.00 20.00 17.50 95.00 17.50 95.00 11.00 20 11

table 5 delete

table 5 20.00 17.50 20.00 22.00 95.00 22.00 95.00 17.50 20 17.5

table 6 delete

table 6 10.00 0 10.00 11.00 95.00 11.00 95.00 0 10 0

group 'Sol L1' notnull region tab 6

model finn group 'Sol L1'

prop density=2009.0 bulk=5.09083008E8 shear=2.34962E8 cohesion=4000.0 &

friction=40.0 ff_latency=1000000 ff_c1=0.49043947 ff_c2=0.81559503 &

ff_switch=1 group 'Sol L1'

group 'Sol L2' notnull region tab 4

model finn group 'Sol L2'

prop density=1813.0 bulk=1.364E8 shear=6.3E7 cohesion=2000.0 friction=35.0 &

ff_latency=1000000 ff_c1=0.49043947 ff_c2=0.81559503 ff_switch=1 group &

'Sol L2'

group 'Sol L3' notnull region tab 5

```
model finn group 'Sol L3'

prop density=1715.0 bulk=1.364E8 shear=6.3E7 cohesion=2000.0 friction=30.0 &
ff_latency=1000000 ff_c1=0.49043947 ff_c2=0.81559503 ff_switch=1 group &
'Sol L3'

prop cohesion 1.0E10 notnull i 96 100

prop tension 1.0E10 notnull i 96 100

prop cohesion 1.0E10 notnull i 1 5

prop tension 1.0E10 notnull i 1 5

solve

save T5L.sav

;Branch 1:T6L.sav

initial xdisp 0 ydisp 0

initial xvel 0 yvel 0

ini dy_damp rayleigh 0.002 0.5 stiffness

ini dy_damp hyst default -3.156 1.904

set dyn=on

set =large

water bulk=2.0E8

prop ff_latency 50 region tab 4

prop ff_latency 50 region tab 5

apply ffield

call 'table103.dat'

call 'multiplier.fis'
```

```
set _mfactor=1.1

_mul

apply sxy _mul hist table 103 from 1,1 to 101,1

apply xquiet from 1,1 to 101,1

apply nquiet from 1,1 to 101,1

save T6L.sav

;Branch 2:T7L.sav

call 'mon_ex.fis'

mon_ex

call 'stress_strain_hist.fis'

set _xzh1=40 _yzh1=2 _xzh2=40 _yzh2=13 _xzh3=60 _yzh3=20 _xzh4=10

set _yzh4=2 _xzh5=70 _yzh5=2 _xzh6=70 _yzh6=1 _xzh7=50 _yzh7=20

stress_strain_hist

call 'vel_acc_hist.fis'

set _xh1=50 _yh1=-9 _xh2=50 _yh2=21 _xh3=10 _yh3=-9 _xh4=70 _yh4=-9

set _xh5=70 _yh5=21

vel_acc_hist

history 236 dytime

call 'savepp.fis'

savepp

call 'getExcesspp.fis'

set cd back

set nsample=50 nstep=1 minrat=1
```

```
getExcesspp
history 237 ydisp i=1, j=1
history 238 ydisp i=101, j=1
history 239 xdisp i=51, j=41
history 240 ydisp i=51, j=41
history 241 pp i=50, j=36
history 242 pp i=36, j=35
history 243 pp i=36, j=25
history 244 pp i=41, j=7
history nstep 100
save T7L.sav
```

```
;Branch 3:T8L.sav
set step=100000000
set geometry=0.3
call 'wharf_rezone.fis'
set rez_func _rezdyn
save T8L.sav
```

```
;Branch 4:T9L.sav
solve dytime 2.0
save T9L.sav
```

```
;Branch 5:T10L.sav
```

solve dytime 3.0

save T10L.sav

;Branch 6:T11L.sav

solve dytime 5.0

save T11L.sav

;Branch 7:T12L.sav

solve dytime 10.0

save T12L.sav

;Branch 8:T13L.sav

solve dytime 20.0

save T13L.sav

;Branch 9:T14L.sav

solve dytime 40.0

save T14L.sav

;*** plot commands ***

;plot name: Vecteurs de déplacement

plot hold boundary displacement magenta

;plot name: Contraintes de cisaillement

```
plot hold boundary sxy fill brown
;plot name: Déplacement de la poutre du quai

plot hold boundary struct beam strain
;plot name: Moments de la poutre

plot hold boundary struct beam moment lblue
;plot name: déplacement des pieux

plot hold boundary struct pile adisplacement lblue
;plot name: efforts axiaux dans les pieux

plot hold boundary struct pile axial red
;plot name: Moment dans les pieux

plot hold boundary struct pile moment magenta
;plot name: Pressions interstitielles

plot hold pp fill int 25000.0 boundary
;plot name: Déformation de cisaillement

plot hold ssi fill grid struct beam element yellow struct pile element &
black boundary magnify 0.0
;plot name: rapport de l'exce des pressions interstitielles

plot hold ssi fill ex_6 zone alias 'rapport exce pp' min 0.999 max 1.001 &
black boundary
;plot name: pp hist

plot hold history 240 line vs 236
;plot name: max_def_cis

plot hold ex_10 zone fill
;plot name: Efforts tranchantpieux
```

plot hold boundary struct pile shear lblue

Références bibliographiques

Ali DAOUADJI, Félix DARVE, Abderrahim ZEGHLOUL, Hussein ALGALI, ,,, *Sur la liquéfaction statique des sables lâches*""", 18ème Congrès Français de Mécanique, Grenoble, 27-31 août 2007.

Boua Bilal et Boudrouaz Djamel Eddine, ,,, *Evaluation du potentiel de la liquéfaction du solcas de l'oued Sébaou*""", PFE, Ecole Nationale des Travaux Publics, 2007.

Bray, J. D. et al. (2004). "Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 7, pp. 673–685.*

C. Hsien Juang, Haiming Yuan, Der-Her Lee, Chih-Sheng Ku, ,,, *Assessing CPT-based methods of liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake*""", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 22 (2002) p 24 –258.

Chen Yunmin, Ke Han, Chen Ren-peng, ,,, *Correlation of shear wave velocity with liquefaction resistance based on laboratory tests*""", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 25 (2005) 461–469.

D.S. Liyanathirana, H.G. Poulos, ,,, *Numerical simulation of soil liquefaction due to earthquake loading*""", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 22 (2002) 511–523.

Der-Her Lee, Chih-Sheng Ku, Haiming Yuan, ,,, *A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan*""", *Engineering Geology* N° 71 (2003) 97 – 117.

GEO-SLOPE International Ltd, Dynamic Modeling with QUAKE/W, 2007.

Gohl, W. B. *Forwarded E-mail communications from Professor Kyle M. Rollins. Pacific Geodynamics Inc., Vancouver, B.C, 2005.*

Haddadene Nacima, ,,, *Analyse numerique de la liquéfaction des sols*""", *Mémoire de magister, Université de Tizi-Ouzou, 2008.*

HOE I. LING, LIXUN SUN, HUABEI LIU, YOSHIYUKI MOHRI, TOSHINORI

KAWABATA, ,,, *FINITE ELEMENT ANALYSIS OF PIPE BURIED IN SATURATED SOIL DEPOSIT SUBJECT TO EARTHQUAKE LOADING*""", *Journal of Earthquake and Tsunami, Vol. 2, No. 1 (2008) 1–17*

I. M. Idriss and R. W. Boulanger, ,,, *Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes*”, Presented at The Joint 11th International Conference on Soil

Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE) and The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE), Berkeley, California, USA, pp 32 – 56, 2004.

I.M. Idriss and R.W. Boulanger, ,,, *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N°26 (2006) 115–130

Ishihara, K, (1985). “*Stability of Natural Deposits During Earthquakes.*” *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, San Francisco, pp. 321–376.*

Ishihara, K, (1993). “*Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes.*” *Geotechnique, Vol. 43, No. 3, London, England, pp. 351–415.*

Konstantinos ANDRIANOPOULOS, Achilleas PAPADIMITRIOU and George

BOUCKOVALAS, ,,, *Numerical analysis of geo-structures in a liquefaction regime*”, *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (a joint event of the 13th ECEE and 30th General Assembly of the ESC) Geneva, Switzerland, Paper Number 1245, 2006.*

Kramer, S. L. “*Geotechnical Earthquake Engineering.*” *Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ, 1996.*

Itasca Consulting Group, Inc. “*Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Command Reference*”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

Itasca Consulting Group, Inc. “*Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Dynamic Analysis*”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

Itasca Consulting Group, Inc. “*Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Grid Generation*”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

Itasca Consulting Group, Inc. “*Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC), Structural Elements*”. *Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc, 2005.*

Jennifer A. Lenz, Laurie G. Baise, ,,, *Spatial variability of liquefaction potential in regional*

mapping using CPT and SPT data”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 27 (2007) 690 – 702

J.H. Hwang, C.W. Yang, D.S. Juang, „„*A practical reliability-based method for assessing soil liquefaction potential*”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 24 (2004) 761–770

Mahdi Taiebat¹, Ali Pak, „„*A FULLY COUPLED DYNAMIC ANALYSIS OF VELACS EXPERIMENT NO. 1, USING A CRITICAL STATE TWO-SURFACE PLASTICITY*

MODEL FOR SANDS”, *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 2239.*

Mahmood Seid-Karbasi, „„*Effects of void redistribution on liquefaction-induced ground deformations in earthquakes: A numerical investigation*”, *D. Phil. Thesis, University of British Columbia (Vancouver), 2009.*

Mike Jefferies and Ken Been, „„*soil liquefaction: A critical state approach*”, 2006.

Muhsin Elie Rahhal et Dona Zakhem, „„*Etude comparative des méthodes d'évaluation de la*

liquéfaction à partir des essais SPT et CPT”, *GeoEdmonton'08/GéoEdmonton2008*

Pai-Hsiang Tsai, Der-Her Lee, Gordon Tung-Chin Kung, and C. Hsein Juang, „„*Simplified*

DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils”, *Engineering Geology* N° 103 (2009) 13 –22.

Pascale Aussillous, Didier Collart et Olivier Pouliquen, „„*Liquéfaction des sols sous vagues*”, *18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007.*

Peter M. BYRNE, Sung-Sik PARK, Michael BEATY, Michael SHARP, Lenart

GONZALEZ and Tarek ABDOUN, „„*Numerical modeling of dynamic centrifuge tests*”, *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 3387.*

Peter M. Byrne, Ernest Naesgaard, and Michael H. Beaty, „„*State of Art Dynamic*

Liquefaction Analysis Procedures”, *Itasca FLAC Conference Minnesota August 25, 2008.*

Ping-Sien Lin, Chi-Wen Chang, Wen-Jong Chang, „„*Characterization of liquefaction resistance in gravelly soil large hammer penetration test and shear wave velocity approach*”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 24 (2004) 675–687.

Poulos, H. G. and Davis, E. H., „„Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics””. Wiley, New York, NY, 411 pp. 1974.

Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W. (1985). “Liquefaction Evaluation Procedure.” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 6, pp. 772–792.*

Radu Popescu and Jean H. Prevost, „„Centrifuge Validation of numerical model for dynamique soil liquefaction””, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N° 12 (1993) p 73–90.

Robertson, P. K., Wride, C. E., List, B. R., Atukorala, U., Biggar, K. W., Byrne, P. M., Campanella, R. G., Cathro, D. C., Chan, D. H., Czajewski, K., Finn, W. D. L., Gu, W. H., Hammamji, Y., Hofmann, B. A., Howie, J. A., Hughes, J., Imrie, A. S., Konrad, J. M., Khpper, A., Law, T., Lord, E. R. F., Monahan, P. A., Morgenstern, N. R., Phillips R., Pich, R., Plewes, H. D., Scott, D., Sego, D. C., Sobkowicz, J., Stewart, R. A., Watts, B. D., Woeller, D. J., Youd, T. L., and Zavodni, Z. (2000a). “The Canadian Liquefaction Experiment: An Overview.” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, pp. 499-504.*

Robertson, P. K., Wride, C. E., List, B. R., Atukorala, U., Biggar, K. W., Byrne, P. M., Campanella, R. G., Cathro, D. C., Chan, D. H., Czajewski, K., Finn, W. D. L., Gu, W. H., Hammamji, Y., Hofmann, B. A., Howie, J. A., Hughes, J., Imrie, A. S., Konrad, J. M., Khpper, A., Law, T., Lord, E. R. F., Monahan, P. A., Morgenstern, N. R., Phillips R., Pich, R., Plewes, H. D., Scott, D., Sego, D. C., Sobkowicz, J., Stewart, R. A., Watts, B. D., Woeller, D. J., Youd, T. L., and Zavodni, Z. (2000b). “The CANLEX Project: Summary and Conclusions.” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, pp. 563-591.*

R. W. Boulanger and I. M. Idriss, „„State Normalization of Penetration Resistance and the Effect of Overburden””, *Proceedings 11th SDEE and 3rd ICEGE, Berkeley, CA, 2004.*

Robert W. Day, „„FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK””, *Design and Construction with the 2009 International Building Code.*

Rolando P. Orense, „„Assessment of liquefaction potential based on peak ground motion parameters””, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 (2005) 225–240.

Ronald D. Andrusa, Paramanathan Piratheepan, Brian S. Ellis, Jianfeng Zhang, C. Hsein

Juang, ,,, Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-VS relationships"",
Soil

Dynamics and Earthquake Engineering 24 (2004) 713–721.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. *Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*,
Earthquake Engineering Research Institute, University of California, Berkeley, 134 pp. 1982.

**S.M. Mir Mohammad Hosseini and Amin Eisazadeh, ,,,The Liquefied Behavior of a Sand
Lense Group Embedded in a Clay Deposit""**, *Electronic Journal of Geotechnical
Engineering*

2006.

**S.T.G. Raghu Kanth, S. Sreelatha , Sujit Kumar Dash, ,,,Ground motion estimation at
Guwahati city for an M w 8.1 earthquake in the Shillong plateau""**, *Tectonophysics* 448
(2008)

98 – 114.

**Sami MONRASSAR, ,,,Contribution à la simulation numérique de l'écoulement de sols
liquéfiés et de leur action sur les ouvrages""**, *thèse de doctotat, l'école nationale des ponts et
chaussées, 2005.*

**Sanjay K. Jha and Kiichi Suzuki, ,,,Liquefaction potential index considering parameter
uncertainties""**, *Engineering Geology* 107 (2009) 55– 60.

**Sanjay K. Jha and Kiichi Suzuki, ,,,Reliability analysis of soil liquefaction based on
standard**

penetration test"", *Computers and Geotechnics* 36 (2009) 589–596.

**Sumanta Haldar, and G.L. Sivakumar Babu, ,,,Response characteristics and failure
mechanisms of pile foundations in liquefiable soil""**, *Joint conference proceedings 7th
International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) and 5th International
Conference on Earthquake Engineering (5ICEE) March 3-5, 2010, Tokyo Institute of
Technology, Tokyo, Japan.*

Sung-Sik Park, Michael K. Sharp, Peter M. Byrne, ,,,THE INFLUENCE OF STRESS

DENSIFICATION AND CENTRIFUGE MODEL PREPARATION METHOD FOR SOIL LIQUEFACTION”, 57ième CONGRÈS CANADIEN DE GÉOTECHNIQUE ET 5ième CONGRÈS CONJOINT SCG/AIH-CNN, 2004.

Taylor, P. A., “*Modeling the Response of Variably Saturated Geomaterials to Large Strain Rate*

Loading.” Department of Computational Physics & Simulation Frameworks Presentation. Sandia National Laboratories. Albuquerque, NM, 2004.

TOSHIO IWASAKI, TADASHI ARAKAWA and KEN-ICHI TOKIDA, ,,, *Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes*”, *Soil Dynamics and Earthquake*

Engineering, 1984, Vol. 3, No.1

Wayne Y. Lee, ,,, *Numerical modeling of blast-induced liquefaction*”, D. Phil. Thesis, University

of Brigham Young, 2006.

Wride, C. E., Hofmann, B. A., D. C. Sego, Plewes, H. D., Konrad, J.-M., Biggar, K. W., Robertson, P. K., and Monahan, P. A. (2000a). “*Ground Sampling Program at the CANLEX Test Sites.*” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, No. 3, pp. 530-542.*

Wride, C. E., Robertson, P. K., Biggar, K. W., Campanella, R. G., Hofmann, B. A., Hughes, J. M. O., Khpper, A., Woeller, D. J. (2000b). “*Interpretation of In Situ Test Results from the CANLEX Sites.*” *Canadian Geotechnical Journal. National Research Council of Canada. Vol. 37, No. 3, pp. 505-529.*

Youd, T. L. and Gilstrap, S. D. (1999). “*Liquefaction and Deformation of Silty and Finegrained*

Soils.” *Earthquake Geotechnical Engineering, 2nd ed., Balkema, Rotterdam, pp. 1013–1020.*

Zeina FINGE BOUSAÏD, ,,, *Contribution à l’étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes*”, Thèse de doctorat, l’institut national des sciences appliquées de Lyon, 2004.