

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد – تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : GENIE CIVIL

Spécialité : GEOTECHNIQUE

Par : M^{elle}BOUKHRIS Samah

M^{elle}SEFERDJELI Hanane

Sujet

Modélisations numérique des paramètres de la liquéfaction des sols

Soutenu publiquement, le 24 /06 / 2025 , devant le jury composé de :

M ^{me} HAMIMED Nadia	Maitre de conférences A	Université de Tlemcen	Présidente
M ^{me} SMAIL Nadia	Professeur	Université de Tlemcen	Examinatrice
M ^{me} BENHACHILIF Souad	Maitre de conférences A	Université de Tlemcen	Encadrante
M ^{elle} KHELIFI Zakia	Maitre de conférences A	Université de Tlemcen	Encadrante

Année universitaire : 2024 /2025

Dédicace

Je dédie ce travail

À tout **ma famille** pour leur amour et leur soutien.

À mes chers parents, et tout particulièrement à ma mère **HANNOU Nawal**, pour leurs sacrifices, leurs prières et leur patience.

À mes frères et sœurs, pour leur présence et leurs encouragements.

Un merci spécial à **mon frère jumeau Abdelkader** pour son soutien, sa compréhension et sa présence constante à mes côtés.

Et à **BENTAYEB Narimen** mon amie fidèle merci pour ton aide, tes mots rassurants et ta précieuse amitié tout au long de ce parcours.

Merci à vous tous, ce travail est aussi le vôtre.

BOUKHRIS Samah

Dédicace

Je dédie ce travail

À ma chère mère, **MEBROUKI Latifa**, pour son amour inconditionnel, ses sacrifices et son soutien constant.

À la mémoire de mon père, que Dieu ait son âme, dont l'absence physique n'a jamais effacé la présence dans mon cœur.

Un grand merci, plein de respect et de reconnaissance, à mon frère **Réda** pour son appui indéfectible et sa présence rassurante.

À mes sœurs, pour leur tendresse et leur encouragement tout au long de ce parcours.

Et à **MEBROUKI Rania**, mon amie fidèle, pour son soutien sincère et son accompagnement dans les moments les plus importants.

Et à toute ma famille, pour leur soutien.

Merci à vous tous, ce travail est aussi le vôtre.

SEFERDJELI Hanane

Remerciement

Avant tout, je rends grâce à Dieu, Le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à la réalisation de ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à **Mme Benhchlif Souad** et **Mme Khelifi Zakia** mes encadrant es pour leur encadrement précieux, leur disponibilité ainsi que pour leurs conseils avisés tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études. Leur accompagnement constant, leur rigueur scientifique et leur bienveillance ont été déterminants dans l'avancement et la qualité de ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble du corps enseignant et administratif de l'Université de Technologie de Tlemcen, pour la qualité de la formation dispensée et l'environnement d'apprentissage enrichissant dont j'ai pu bénéficier.

Enfin, je souhaite remercier ma famille, mes amis et tous ceux qui, de près ou de loin, ont apporté leur soutien et leur encouragement durant la réalisation de ce projet.

Résumé

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité caractérisé par une perte de résistance, qui se produit principalement dans les milieux granulaires saturés ou partiellement saturés, elle résulte d'une augmentation de la pression interstitielle due au comportement contractant du sol sous l'effet d'un chargement rapide tel qu'un séisme un choc ou un raz-de-marée .Cette étude a pour objectif de modéliser la liquéfaction des sols en utilisant le logiciel Plaxis 2D, afin de simuler le comportement d'un sol soumis à différentes conditions. Trois cas de simulation ont été analysés un cas sans sollicitation sismique, un cas incluant un effet sismique, et un cas avec variation de l'angle de frottement du sol. Le présent travail met en évidence l'importance de considérer les paramètres géotechniques des sols dans la conception des structures en zones sismiques. Il montre que la modélisation numérique constitue un outil performant pour prévoir le comportement du sol et guider les décisions techniques, contribuant ainsi à améliorer la sécurité et la fiabilité des ouvrages.

Les mots clé : Liquéfaction des sols, modélisation numérique, comportements du sol, paramètres géotechnique.

Abstract

Soil liquefaction is an instability phenomenon characterized by a loss of strength, occurring primarily in saturated or partially saturated granular media. It results from an increase in pore pressure due to the contractive behaviour of the soil under the effect of rapid loading, such as an earthquake, shock, or tidal wave. This study aims to model the soil liquefaction using Plaxis 2D software to simulate the behavior of soils subjected to different conditions. Three simulation cases were analysing done without seismic loading, one including a seismic effect, and one with a variation in the ground friction angle. This work highlights the importance of considering geotechnical soil parameters in the design of structures in seismic zones. It demonstrates that numerical modelling is a powerful tool for predicting soil behaviour and guiding technical decisions, thus contributing to improving the safety and reliability of structures.

The keywords: Soil liquefaction, numerical modelling, soil behavior, geotechnical parameters.

ملخص

فيتميع التربة ظاهرة عدم استقرار تتميز بفقدان القوة، وتحدث بشكل رئيسي الأوساط الحبيبية المشبعة أو شبه المشبعة. وينتج عن زيادة ضغط المسام نتيجةً لسلوك التربة الانكماشية تحت تأثير الأحمال السريعة لمحاكاة سلوك الترب المعرضة. تهدف هذه الدراسة إلى نمذجة تميع التربة باستخدام برنامج بلاكسيس 2D لظروف مختلفة. وقد تم تحليل ثلاث حالات محاكاة: حالة بدون تحميل زلزالي، وحالة تتضمن تأثيراً زلزالياً، وحالة تتضمن تبايناً في زاوية احتكاك الأرض. يُسلط هذا العمل الضوء على أهمية مراعاة معايير التربة الجيوتقنية في تصميم المنشآت في المناطق الزلزالية. ويبيّن أن النمذجة العددية أداة فعّالة للتنبؤ بسلوك التربة وتوجيه القرارات الفنية مما يُسهم في تحسين سلامة المنشآت وموثوقيتها.

الكلمات المفتاحية: تميع التربة، النمذجة العددية، سلوك التربة، المعايير الجيوتقنية.

Table des matières

Dédicace	II
Dédicace	III
Remerciement.....	IV
Résumé	V
Abstract	VI
ملخص.....	VII
Liste des figures	XI
Liste des tableaux	XIII
Notation	XIV
Introduction général	1
Chapitre 1	3
Synthèse bibliographique.....	3
1.1 Introduction	4
1.2 Fondements de la liquéfaction des sols	4
1.3 Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction	4
1.4 Méthodes de modélisation numérique.....	5
1.4.1 Méthodes numériques	5
1.4.2 Modèles constitutifs avancés.....	6
1.5 Modélisations numérique de la liquéfaction.....	6
1.6 Conclusion.....	11
Chapitre2	12
Le phénomène de liquéfactions des sols	12
2.1 Introduction	13
2.2 Historique de la liquéfaction.....	13
2.3 Définition de phénomène de liquéfaction.....	14
2.4 Descriptions de phénomène	14
2.5 Explication de phénomène.....	15
2.6 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction.....	16
2.5.1 Boumerdes, Algérie (2003)	17
2.5.2 Niigata, japon (1964).....	17
2.5.3 Barrage de Fort Peck (1939)	19

2.5.4	Wildlife Refuge, Californie (1987)	19
2.5.4	Le pont du Rio Banano 1991.....	20
2.5.5	Christchurch, New Zealand (2011)	21
2.5.6	Barrage de San Fernando	22
2.6	Les facteurs influençant à la liquéfaction de sols	22
2.6.1	Âge et origine des sols	23
2.6.2	Type de sol	23
2.6.3	Densité relative D_r	24
2.6.4	La taille des particules.....	24
2.6.6	La nappe phréatique :	25
2.7	L'évaluation de potentielle de liquéfaction	26
2.7.1	Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR)	27
2.7.2	Evaluation du rapport de résistance cycliques (CRR).....	29
2.7.3	Evaluation du Facteur de sécurité (FS)	41
2.8	Conclusion	43
Chapitre 3		44
La modélisation numériques.....		44
(Cas étude)		44
3.1	Introductions	45
3.2	Présentation générale du logiciel Plaxis	45
3.3	Présentation de cas d'étude	47
3.3.1	Présentation du site étudié.....	47
3.3.2	Modélisations numérique	47
3.3.3	La Géométrie.....	48
3.3.4	Modèle de comportement utilisé	48
3.3.5	Propriétés des matériaux	49
3.3.6	Génération du maillage	51
3.3.7	Conditions hydrauliques.....	51
3.3.8	Condition initiales	52
3.4	Procédure de calculs et résultats	53
3.4.1	La première combinaison simple sans l'effet sismique	53
3.4.2	La seconde combinaison intègre l'effet du séisme	57
3.4.3	La troisième combinaison modification de l'angle de frottement φ	66
3.5	Interprétation des résultats :	73
3.5.1	Synthèse des résultats :	73
3.5.2	Influence de la teneur en fines (FC)	74
3.5.3	Influence de l'accélération sismique	75

3.5.4	Influence de l'angle de frottement (φ)	75
3.6	Conclusion	75
Conclusion général		77
Référence bibliographique		78

Liste des figures

Chapitre2 : Le phénomène de la liquéfaction des sols

Figure 2.1 : phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique	16
Figure 2.2 :Liquéfaction près de la ville de Zemmouri.....	17
Figure 2.3 :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).....	18
Figure 2.4 :Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (Peter M. Byrne et al, 2008.).....	18
Figure 2.5 : 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).....	19
Figure 2.6 :Ebullition de sable au site de Wildlife.....	20
Figure 2.7 : Le pont du Rio Banano a Costa Rica (Photographies fournies par le Laboratoire d'ingénierie sismique de l'Université du Costa Rica).....	21
Figure 2.8 :Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011).....	21
Figure 2.9 : Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971	22
Figure 2.10 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Chemlal, 2020).....	27
Figure 2.11 :Schéma de principe du pénétromètre SPT.....	30
Figure 2.12 :courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR (Chikeur, 2018).....	32
Figure 2.13 :Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004).....	35
Figure 2.14 :Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N_1)_{60}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006)	36
Figure 2.15 :schéma de la pointe du pénétromètre CPT	38
Figure 2.16 :Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour $M_w=7.5$	40
Figure 2.17 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur qc_{1N} pour $M_w=7.5$	41
Figure 2.18 :Relation entre le rapport de la pression interstitielle et le facteur de sécurité, Idriss et Boulanger (2008).....	42

Chapitre3 : Modélisations numérique

Figure 3.19 : Schéma organisationnel de l'architecture du code Plaxis (Bensoula, 2015).....	46
Figure 3.20 : La localisation du site de cas d'étude (BENSOULA, 2015)	47
Figure 3.21 : Géométrie du modèle numérique pour la simulation sous Plaxis	48
Figure 3.22 :Maillage de la géométrie	51
Figure 3.23 :Conditions hydrauliques initiales.....	52
Figure 3.24 :Génération des pressions interstitielles initiales ($U_{max}=198,64 \text{ KN/m}^2$)	52
Figure 3.25 :Génération des contraintes initiales.....	53
Figure 3.26 :Les étapes principales du processus de simulation numérique dans Plaxis sans l'effet sismique.....	54
Figure 3.27 :Maillage déformé du sable limoneux ($FC = 10\%$)	54
Figure 3.28 :Déplacements totaux du Sable limoneux ($FC = 10\%$)	55
Figure 3.29 : Facteur de sécurité pour $FC = 10\%$	55
Figure 3.30 :Maillage déformé du sable limoneux ($FC = 40\%$)	56
Figure 3.31 : Déplacements totaux du Sable limoneux ($F_c = 40\%$)	56
Figure 3.32 :Facteur de sécurité du sable limoneux ($FC=40\%$).....	57

Figure 3.33 :Les étapes principales du processus de simulation numérique dans Plaxis sous l'effet du séisme	
Figure 3.34 :Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,1	57
Figure 3.35 :Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,1g ..	58
Figure 3.36 :Facteur de sécurité pour FC =10% avec accélérations de 0,1g	58
Figure 3.37 :Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,1g	59
Figure 3.38 :Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,1g ..	59
Figure 3.39 :Facteur de sécurité du sable limoneux (FC=40%) avec accélérations de 0,1g.....	60
Figure 3.40 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,2g	60
Figure 3.41 :Déplacements totaux du Sable limoneux (FC= 10%) avec accélérations de 0,2g ..	61
Figure 3.42 : Facteur de sécurité pour FC =10% avec accélérations de 0,2g	61
Figure 3.43 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,2g	62
Figure 3.44 :Déplacements totaux du Sable limoneux (Fc= 40%) avec accélérations de 0,2g ...	62
Figure 3.45 : Le facteur de sécurité pour FC=40% avec accélérations de 0,2g.....	63
Figure 3.46 :Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,3g	63
Figure 3.47 :Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,3g ..	64
Figure 3.48 : Le facteur de sécurité pour FC =10% avec accélérations de 0,3g.....	64
Figure 3.49 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,3g	65
Figure 3.50 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,3g ..	65
Figure 3.51 :Facteur de sécurité du sable limoneux (FC=40%) avec accélérations de 0,3g.....	66
Figure 3.52 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) de $\varphi=25^\circ$	67
Figure 3.53 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%) de $\varphi=25^\circ$	67
Figure 3.54 :Le facteur de sécurité pour FC =10% de $\varphi=25^\circ$	68
Figure 3.55 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) de $\varphi=25^\circ$	68
Figure 3.56 : Déplacements totaux du Sable limoneux (Fc = 40%) de $\varphi=25^\circ$	69
Figure 3.57 : Le facteur de sécurité pour FC=40% de $\varphi=25^\circ$	69
Figure 3.58 :Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) de $\varphi=30^\circ$	70
Figure 3.59 :Déplacements totaux du Sable limoneux (Fc = 10%) de $\varphi=30^\circ$	70
Figure 3.60 : Le facteur de sécurité pour FC =10% de $\varphi=30^\circ$	71
Figure 3.61 :Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) de $\varphi=30^\circ$	71
Figure 3.62 :Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) de $\varphi=30^\circ$	72
Figure 3.63 : Le facteur de sécurité pour FC =40% de $\varphi=30^\circ$	72

Liste des tableaux

Chapitre1 : Synthèse bibliographique

Tableau 1.1 : (Bensoula, 2015)	7
Tableau 1.2 : (Reece.F1, 2017)	7
Tableau 1.3 : (khiatine Mohamed, 2018)	8
Tableau 1.4 : (Yedjour, 2012)	9
Tableau 1.5 : (EDMulyadi1, 2023)	9
Tableau 1.6 : (Toloza, 2018)	10

Chapitre2: Le phénomène de la liquéfactions des sols

Tableau 2.7 : facteurs de correction pour l'essai SPT (Mekerbi, 2009)	31
Tableau 2.8 : incrément de résistance en fonction de teneur en fines.....	33
Tableau 2.9 : valeur de correction a et b en fonction de profondeur (Chikeur, 2018).....	33
Tableau 2.10 : Relation entre la teneur fine et facteur de correction pour la valeur SPT-N.....	35

Chapitre3: Modélisations numérique

Tableau 3.11 : Les paramètres nécessaires dans Plaxis pour le modèle HSM (BENSOULA, 2015).....	49
Tableau 3.12 : Paramètre de l'élément structural (plate) (Chettah, 2017).....	50
Tableau 3.13 : Paramètre du sol de fondations (Chettah, 2017).....	50
Tableau 3.14 : Synthèse des résultats obtenus pour pourcentages des fins FC=10%	73
Tableau 3.15 : Synthèse des résultats obtenus pour pourcentages des fins FC=40%	74

Notation

CSR [kPa] : Contrainte cyclique appliquée au sol.

a_{max} [m/s²] : Accélération horizontale maximale à la surface du sol.

CRR [kPa] : La capacité du sol à résister à la liquéfaction.

τ_{cyc} [kPa] : La contrainte cyclique due à la sollicitation sismique.

g : Accélération gravitationnelle terrestre (9.81 m/s²).

σ_v [kPa] : Contrainte totale verticale.

σ_v' [kPa] : Contrainte effective verticale .

rd [kPa] pourcentage de fines: Coefficient de réduction des contraintes.

$(N1)_{60}$: 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage.

N : Le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT.

C_N : La correction de la contrainte de sols sus-jacents.

C_E : La correction du taux d'énergie de la masse.

C_B : La correction du diamètre du forage.

C_R : La correction de la longueur du train de tiges.

C_S : La correction du carottier avec ou sans revêtement.

P_a : la pression atmosphérique.

FC [%] : pourcentage de fines.

ΔN_f : Le facteur de correction pour SPT-N.

Kc : Coefficient de correction spécifique au type de sol.

q_{c1N} : Résistance de pointe normalisée et corrigée.

M_w : Magnitude.

CRR7.5 [kPa] : Résistance à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7,5.

FS : Facteur de sécurité.

MFS : Facteur de correction pour la magnitude du séisme.

ϕ [°] : Angle de frottement.

C [KPa]: Cohésion.

Ψ : Angle de dilatance.

E_{ur}^{ref} [kN/m²]: Le module de rechargement-déchargement de référence.

E_{oed}^{ref} [kN/m²]: Module œdométrique à la pression de référence du sol.

E_{50}^{ref} [kN/m²]: Le module de déformation de référence.

p_{ref} : La pression de référence.

ν : Le coefficient de Poisson.

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en chargement-déchargement.

k_0^{nc} : Coefficient des terres normalement consolidé.

γ_{sat} (kN/m³): Poids volumique saturé du sol.

γ_{unsat} (kN/m³): Poids volumique non saturé du sol.

k_x [m/s]: Perméabilité horizontale du sol.

k_y [m/s]: Perméabilité verticale du sol.

m [m]: Puissance pour le niveau de contrainte en fonction de la rigidité du sol.

EA [kN/m]: La rigidité normale.

EI [kN.m²/m]: La rigidité flexionnelle.

d [m]: L'épaisseur équivalente.

w [kN/m/m]: Le poids volumique par unité de surface de la plaque de terrain, voire l'effondrement total de structures.

Introduction générale

Les catastrophes naturelles en particulier les séismes, représentent l'une des menaces les plus sérieuses pour les infrastructures et les populations. Parmi les effets géotechniques induits par les séismes, la liquéfaction des sols constitue un phénomène redoutable, pouvant provoquer des affaissements, des glissements.

Ce phénomène survient principalement dans les sols saturés, peu consolidés, où la pression interstitielle augmente rapidement sous l'effet des charges cycliques, réduisant la résistance du sol jusqu'à le faire se comporter comme un liquide.

De nombreux cas historiques, comme les séismes de Boumardas Algérie (2003) et Niigata (1964) ou de Loma Prieta (1989) ont illustré la gravité de ce phénomène et suscité d'importants travaux de recherche.

Ce phénomène dépend de plusieurs paramètres du sol comme la teneur en fines, l'accélération sismique et l'angle de frottement. Il est donc important de comprendre comment ces facteurs influencent le risque de liquéfaction.

Ce travail cherche à répondre à la question suivante : comment la modélisation numérique avec Plaxis 2D peut-elle aider à évaluer l'effet de ces paramètres sur la liquéfaction du sol et améliorer la conception des ouvrages en zones sismiques ?

Ce Projet de Fin d'Études se divise en trois grandes parties complémentaires :

Le premier chapitre concernant le revu bibliographique sur les approches de modélisation du phénomène de liquéfaction des sols

Le deuxième chapitre s'attache à décrire en détail le phénomène de liquéfaction, après un rappel historique et une définition précise du concept, il expose les principaux facteurs influençant la susceptibilité des sols à la liquéfaction. Ce chapitre est enrichi par l'étude

de plusieurs cas historiques, qui illustrent les conséquences réelles de la liquéfaction sur les infrastructures et les populations.

Et se termine par une présentation des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction à travers l'analyse du rapport de contraintes cycliques (CSR), du rapport de résistance cyclique (CRR) et du facteur de sécurité (FS).

Le troisième chapitre est sur la modélisation numérique principalement à l'aide du logiciel Plaxis 2D une série de simulations a été réalisée sur des sols sable-limoneux

Plusieurs scénarios sont simulés : sans effet sismique, avec séisme, et avec variation de l'angle de frottement.

La modélisation montre que les sols avec 10 % de fines sont très sensibles à la liquéfaction tandis qu'avec 40 % de fines, la stabilité reste suffisante même sous séisme. L'augmentation de l'angle de frottement améliore également la résistance du sol, quels que soient les pourcentages de fines. Ces résultats confirment que la composition granulométrique et les propriétés mécaniques jouent un rôle clé dans le comportement des sols face à la liquéfaction.

Chapitre 1

Synthèse bibliographique

1.1 Introduction

La liquéfaction des sols se manifeste principalement dans les sols saturés, en particulier les sables, lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations dynamiques rapides telles que les séismes, les chocs ou les raz-de-marée.

La liquéfaction entraîne une perte brutale de résistance du sol, qui peut alors se comporter comme un fluide sous l'effet de la gravité, provoquant des instabilités majeures et des dommages irréversibles aux structures environnantes.(Chenini, 2021)

Ce chapitre présente une revue bibliographique sur les méthodes de la modélisation liée à la liquéfaction des sols.

1.2 Fondements de la liquéfaction des sols

En géotechnique, la liquéfaction des sols constitue un enjeu majeur, car elle décrit le processus par lequel certains sols, soumis à des conditions particulières, peuvent temporairement perdre leur cohésion et se comporter comme un liquide.

La Liquéfaction des sols résulte de la combinaison de plusieurs facteurs interdépendants. Elle repose sur l'analyse de plusieurs conditions essentielles à son déclenchement notamment :

1. la présence d'un sol non cohérent, tel qu'un sable ou un limon meuble.
2. un état de saturation élevé du sol.
3. et l'exposition à des sollicitations, qu'elles soient monotones ou de nature dynamique, comme celles induites par les séismes.

Lorsque ces conditions sont réunies, elles créent un contexte favorable à l'apparition de la liquéfaction, phénomène potentiellement dévastateur pour les infrastructures.(hulat)

1.3 Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction

La résistance à la liquéfaction des sols est généralement évaluée à partir de méthodes empiriques fondées sur des essais in situ. Parmi ceux-ci, les essais SPT (Standard

Pénétration Test) et CPT (Cône Pénétration Test) sont les plus couramment utilisés en raison de leur efficacité et de leur accessibilité sur le terrain.

Ces méthodes reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (F_s) défini comme le rapport entre la résistance cyclique du sol (CRR) et la contrainte cyclique appliquée (CSR). (Bendaoudi, 2021)

1.4 Méthodes de modélisation numérique

1.4.1 Méthodes numériques

1.4.1.1 Méthode des éléments finis (FEM)

La modélisation par éléments finis (MEF) d'un ouvrage repose sur l'association de plusieurs modèles simplifiés géométrique, mécanique, hydraulique, matériaux, e fondés sur les données géotechniques du site et les caractéristiques du projet.

Le comportement des sols est un aspect central de cette modélisation et peut être représenté par des approches de complexité variable : d'un modèle élastique linéaire simplifié à des modèles élasto- ou viscoplastiques plus sophistiqués, avec ou sans prise en compte de la consolidation.

Cependant, la qualité des résultats dépend fortement des conditions initiales (contraintes, pressions interstitielles, conditions hydrauliques), souvent difficiles à caractériser avec précision. (Bensoula, 2015)

1.4.1.2 Méthode des points matériels (MPM)

La Méthode des Points Matériels (MPM) est une technique numérique avancée utilisée en mécanique des milieux continus, particulièrement adaptée aux problèmes impliquant de grandes déformations, des interactions multiphasiques et des conditions aux limites complexes.

Elle est de plus en plus employée en géotechnique pour modéliser des phénomènes tels que les glissements de terrain, la liquéfaction des sols, les interactions sol-structure et les processus de construction en couches.(Sołowski)

1.4.2 Modèles constitutifs avancés

Un modèle constitutif avancé est une représentation mathématique qui relie les contraintes et les déformations d'un matériau en intégrant des aspects complexes tels que la plasticité, la viscoélasticité, la viscoplasticité, l'endommagement, et les effets thermomécaniques.

Ces modèles vont au-delà des lois de comportement linéaires classiques pour capturer des phénomènes plus réalistes observés dans les matériaux sous diverses conditions. Des modèles tels que NorSand et SANISAND-Sf intègrent des comportements élastoplastiques pour simuler la liquéfaction.

Une analyse de sensibilité utilisant le modèle NorSand a montré que les variations dans les données d'entrée peuvent significativement affecter les prédictions de la liquéfaction. (Jefferies, 2024)

NorSand est un modèle de plasticité fondé sur l'état critique des sols, où les interactions entre les particules sont régies par les forces de contact et les mécanismes de glissement. (Cheng, 2020)

1.5 Modélisations numérique de la liquéfaction

Les tableaux ci-après présentent une synthèse de plusieurs études publiées dans la littérature traitant des approches de modélisation appliquées à la liquéfaction des sols :

Tableau 1.1 : (Bensoula, 2015)

Référence
BensoulaMohamed, (2015), 'MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT A LA LIQUEFACTION DES SOLS HETEROGENES', these de doctorat, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem.
Type d'étude
Cette étude présente la modélisation numérique du comportement a la liquéfaction des sols hétérogène à l'aide de logiciel Plais 2D version 8.2.
Conclusions essentielles
▪ Liquéfaction observée lorsque la teneur en fines (FC) est ≤ 30 %. ▪ Absence de liquéfaction détectée lorsque FC = 40. ▪ Pour des sols contenant jusqu'à 30 % de fines, une déformation significative en extension est observée, révélant un affaiblissement structurel du sol. ▪ La teneur en fines joue un rôle essentiel dans la stabilité des sols et doit être soigneusement intégrée dans la modélisation géotechnique.

Tableau 1.2 : (Reece.F1, 2017)

Référence
Reece.F1, Sanjana.R2, Nalini.R3, Jasim.M4 1, 2, 4 UG Scholar, SJEC, 3 HOD and Associate Professor, SJEC , 'Analysis of Soil Liquefaction using Numerical Modeling', International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET) ISSN: 2321-9653; IC Value: 45.98; SJ Impact Factor:6.887 Volume 5 Issue X, October 2017- Available at www.ijraset.com .
Type d'étude
L'étude présente un analyse de la liquéfactions des sols à l'aide de Plaxis , le modèle simuler a ensuite été soumis à des charges sismiques simulées à partir de conditions d'accélération temporelle.

Conclusions essentielles

- Un sol sujet à la liquéfaction s'il n'est pas stabilisé peut perdre sa résistance mécanique entraînant un effondrement de sa structure.
- Le niveau de la nappe phréatique a connu une légère baisse, due au compactage présumé du sol.
- L'installation de la géogrille a permis de prévenir les risques potentiels de liquéfaction du sol et d'affaissement de la structure.

Tableau 1.3 : (khiatine Mohamed, 2018)

Référence
Mohamed KHIATINE, Ramdane BAHAR, Philippe REIFFSTECK , (2018), Université Paris-Est, Champs-sur-Marne, France, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur.
Type d'étude
Cette étude a été menée afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction de la plaine alluviale de la zone portuaire de Bejaïa, en combinant une méthode empirique fondée sur les mesures au pénétromètre statique (CPT) avec une analyse numérique réalisée à l'aide du code de calcul FLAC2D.
Conclusions essentielles
▪ Le facteur de sécurité est généralement inférieur à 1,25 jusqu'à 25 m de profondeur. ▪ Le risque de liquéfaction est confirmé pour les séismes de magnitude supérieure à 5, notamment à 0,25g d'accélération. ▪ Les sols alluviaux présentent une faible portance, une forte compressibilité et

une grande susceptibilité à la liquéfaction et à l'inondation.

Tableau 1.4 : (Yedjour, 2012)

Référence
YEDJOUR Khaled, (2012), 'MODELISATION NUMERIQUE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS SABLEUX' thèse de Magister, Université Mohamed Khider, Biskra.
Type d'étude
Cette étude examine le phénomène de liquéfaction des sols, ses causes et les méthodes pour estimer son risque, utilise une modélisation numérique avec le logiciel FLAC2D pour simuler comment un séisme influence la pression de l'eau dans les sols sableux saturés.
Conclusions essentielles
▪ La présence d'une couche liquéfiable sous un bâtiment affecte considérablement sa stabilité. ▪ Le nombre de coups (N₁)₆₀ plus il est faible, plus la liquéfaction est probable. ▪ Plus la couche liquéfiable se situe près de la surface du sol, plus son impact sur la stabilité de la structure en surface est important.

Tableau 1.5 : (EDMulyadi1, 2023)

Référence
EDMulyadi1,2,*, Y Lastiasih2 and A J Li Department of Civil and Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology, No.43, Keelung Road, Sec.4, Da'an District, Taipei City10607, Taiwan.
Type d'étude

Dans cette étude, le logiciel PLAXIS 2D a été utilisé pour réaliser une série d'analyses numériques visant à prédire le potentiel de liquéfaction, en considérant deux conditions de modélisation avec et sans excavation profonde ainsi que deux types de modèles constitutifs : le modèle HardeningSoilwith Small-StrainStiffness (HSS) et UBC3D-PLM.

Conclusions essentielles

- Le modèle UBC3D-PLM offre de meilleurs résultats pour la prévision du potentiel de liquéfaction que le modèle HardeningSoilwith Small-StrainStiffness (HSS).
- Bien que le modèle UBC3D-PLM soit plus performant en termes de prévision, il reste sensible aux instabilités logicielles lors des calculs dynamiques, ce qui peut limiter sa fiabilité dans certaines simulations.

Tableau 1.6 : (Toloza, 2018)

Référence PatricioToloza , (2018) , ‘Liquefaction Modelling using the PM4SandConstitutive ModelinPLAXIS2D’ the degree of Master of Science , Delft University of Technology.
Type d'étude Cette étude intégrée combinant des volets expérimentaux et numérique modélisation avec PLAXIS/PM4Sand pour le comportement post-liquéfaction.
Conclusions essentielles ▪ Le modèle PM4Sand est capable de simuler avec précision le déclenchement de la liquéfaction. ▪ Il est recommandé d'utiliser plusieurs couches liquéfiables au lieu d'une seule pour mieux représenter les variations de résistance du sol selon la profondeur.

Ces travaux de recherche montrent que la modélisation numérique est un outil important qui complète les méthodes empiriques pour évaluer le risque de liquéfaction. Toutefois, la précision des résultats dépend de plusieurs éléments :

- La qualité des données utilisées au départ comme les propriétés du sol, la

Présence d'eau, ou les conditions sismiques.

- Le type de modèle choisi qui doit bien représenter le comportement réel du sol.
- Les caractéristiques du site étudié comme la composition des couches du sol, la

Profondeur de la nappe phréatique ou la forme du terrain.

En résumé, même si la modélisation numérique est très utile elle doit être Soigneusement réglée et vérifiée avec des données réelles pour donner des résultats Fiables.

1.6 Conclusion

Ce chapitre présente une introduction succincte au phénomène de liquéfaction des sols ainsi qu'aux principales méthodes de modélisation, les approches numériques et les modèles constitutifs avancés.

La modélisation numérique s'impose aujourd'hui comme un outil essentiel pour analyser, comprendre et prédire les effets de la liquéfaction des sols, en particulier dans les contextes sismiques où les risques sont majeurs.

Les différentes études présentées démontrent que l'utilisation des outils de simulation tels que Plaxis 2D, combinés à des modèles de comportement avancés permet de capturer avec une grande précision les phénomènes complexes liés à la liquéfaction.

Chapitre2

Le phénomène de liquéfactions des sols

2.1 Introduction

La liquéfaction des sols est un phénomène d'instabilité caractérisé par une perte de résistance, qui se produit principalement dans les milieux granulaires saturés ou partiellement saturés.

Elle résulte d'une augmentation de la pression interstitielle due au comportement contractant du sol sous l'effet d'un chargement rapide, tel qu'un séisme, un choc ou un raz-de-marée.

Ce processus entraîne une perte soudaine de la cohésion du sol, qui, sous l'influence de la gravité et des charges appliquées, peut s'écouler et causer des dommages majeurs aux infrastructures avoisinantes.(Yedjour, 2012)

Ce chapitre traite du phénomène de liquéfaction des sols, en abordant des cas historiques significatifs, les facteurs influençant son déclenchement, ainsi que les principales méthodes d'évaluation de leur potentielle.

2.2 Historique de la liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction des sols bien que formellement défini plus tard a été observé pour la première fois en 1819 par James MacMurdo, à la suite d'un séisme entre Karachi et Bombay.

Il décrit des manifestations telles que l'éjection d'eau et de sable ainsi que des affaissements du sol. Il note également l'influence de la nature du sol sur les dommages structurels, anticipant ainsi les principes de la géotechnique moderne.

Ce n'est qu'à partir du XXe siècle que le phénomène commence à être théorisé scientifiquement. Casa grande dès 1936, amorce une première analyse en mobilisant les principes de la mécanique des sols.

En 1948, Terzaghi et Peck introduisent le terme « liquéfaction spontanée » pour désigner la transition soudaine d'un sol sableux meuble vers un état fluide sous une sollicitation externe. Ce terme sera repris et précisé en 1953 par Mogami et Kubolors d'une communication scientifique à Zurich marquant son entrée officielle dans le vocabulaire géotechnique.

La liquéfaction est aujourd'hui reconnue comme un phénomène complexe, pouvant se manifester sous deux formes principales : la liquéfaction proprement dite et la mobilité cyclique (Holtz&Kovacs, 1991 ; Kramer, 1996).(Senous, 2021)

2.3 Définition de phénomène de liquéfaction

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus complexes et significatifs en dynamique des sols. Elle concerne particulièrement les sols dont la résistance à la déformation repose sur le frottement entre les grains, ces derniers étant les plus vulnérables à cette instabilité.

Aujourd'hui, l'étude de ce phénomène s'est largement développée pour devenir un domaine de recherche à part entière. Son déclenchement repose principalement sur trois facteurs essentiels :

- ✓ La présence d'un sol non cohérent.
- ✓ Un sol saturé en eau.
- ✓ L'action de sollicitations monotones ou dynamiques. (Bensoula, 2015)

2.4 Descriptions de phénomène

De manière générale la liquéfaction est un phénomène qui se manifeste sous l'effet de sollicitations statiques ou cycliques, notamment sismiques. Elle se traduit par une perte de résistance d'un matériau pulvérulent saturé, qui adopte alors un comportement fluide.

Cette transition résulte de l'élévation de la pression interstitielle causée par les déformations cycliques, entraînant l'annulation des contraintes effectives dans le sol.

Lors d'un séisme, la liquéfaction résulte de l'accumulation progressive des pressions interstitielles sous l'effet des cycles répétés de cisaillement.

Les recherches menées indiquent que la granulométrie du matériau joue un rôle déterminant : les sols les plus vulnérables à la liquéfaction sous chargement cyclique sont les sols limoneux à sableux, caractérisés par une granulométrie serrée.

Il s'agit généralement de sables propres ou limoneux, saturés en eau, situés dans les vingt premiers mètres de profondeur et présentant une granulométrie relativement uniforme.(Chemlal, 2020)

2.5Explication de phénomène

À l'échelle microscopique, le phénomène de liquéfaction peut être illustré comme présenté sur la figure 2.1.

À l'état initial, les grains sont immobiles dans un milieu saturé et relativement lâche. Ils sont en contact les uns avec les autres, assurant ainsi la transmission des forces, qui se traduisent à une échelle macroscopique par les contraintes effectives.

En conditions non drainées, cette réorganisation entraîne une augmentation de la pression interstitielle, car les grains ne disposent plus d'un volume suffisant pour maintenir la transmission des contraintes effectives initiales.

Ces contraintes s'annulent progressivement, provoquant une élévation de la pression de l'eau interstitielle jusqu'à atteindre les contraintes totales.

À ce stade, les contacts entre les grains deviennent extrêmement faibles et l'ensemble du matériau adopte un comportement fluide, caractérisant ainsi le phénomène de liquéfaction. (Mekerbi, 2009)

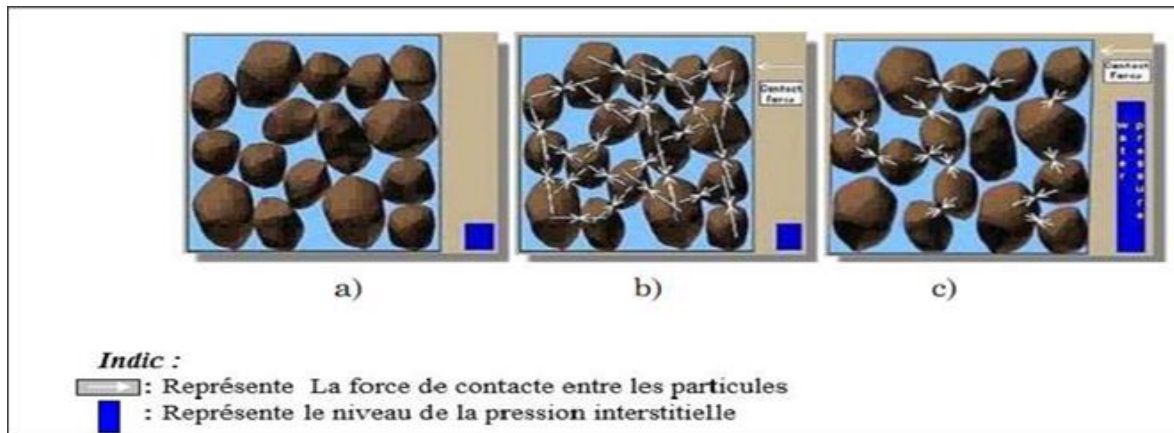


Figure 2.1 : phénomène de la liquéfaction à l'échelle microscopique

2.6 Quelques exemples historiques de cas de liquéfaction

La liquéfaction des sols constitue un problème majeur pouvant engendrer des dommages souvent irréversibles, aussi bien sur des ouvrages existants que sur de nouvelles constructions. Ses effets peuvent inclure :

- Le basculement des immeubles.
- La rupture des barrages en remblai hydraulique.
- La défaillance des culées de ponts.
- Le tassement des dépôts sableux et le déplacement latéral du sol.

Les dommages considérables engendrés par la liquéfaction des sols ont suscité un vif intérêt pour l'étude de la dynamique des sols en contexte sismique. (Yedjour, 2012)

Dans la section suivante, nous présenterons quelques exemples de cas de liquéfaction observés à travers le monde :

2.5.1 Boumerdes, Algérie (2003)

Le nord de l'Algérie, situé en zone sismique active à la frontière des plaques Eurasiennne et Africaine, a été fortement touché par le séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès.

Ce tremblement de terre de magnitude 6,8, dont l'épicentre a été localisé en mer, a été provoqué par la faille de Zemmouri.

Il causer d'importants dégâts, notamment à cause de la liquéfaction des sols sableux saturés (figure 2.2). Des glissements latéraux importants ont été observés, en particulier près de l'oued Isseravec des déplacements horizontaux de plus de 3 mètres et de larges fractures parallèles au cours d'eau.(Touaiti, 2019)



Figure 2.2 : Liquéfaction près de la ville de Zemmouri

2.5.2 Niigata, japon (1964)

La ville de Niigata est située à l'embouchure des fleuves Agano et Shinano. Cette configuration géologique a favorisé l'accumulation de dépôts de sables lâches, avec une nappe phréatique peu profonde. De plus, le relief y est relativement plat. (Bhattacharya, 2017)

Les immeubles résidentiels de Kawagishi-cho sont devenus un symbole marquant des effets de la liquéfaction des sols. (Voir figure2.3)



Figure 2.3 : 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)

L'effondrement du pont Showa en 1964 est l'un des événements emblématiques du séisme de Niigata (figure2.4).

Ce tremblement de terre est fréquemment cité dans la littérature scientifique comme un exemple significatif des effets dévastateurs de la liquéfaction des sols, en particulier lorsqu'elle est induite par l'étalement latéral du terrain.



Figure 2.4 : Rupture du pont de Showa, à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (Peter M. Byrne et al, 2008.)

2.5.3 Barrage de Fort Peck (1939)

Le barrage de Fort Peck constitue un exemple emblématique de liquéfaction statique. Sa construction a débuté en 1934 sur la rivière Missouri, dans l'État du Montana, à environ 70 miles au sud de la frontière canadienne.

Lors des travaux, les sables fluviaux et les sols alluviaux granulaires situés en amont ont été pompés et déposés à travers des canalisations le long des bords extérieurs du barrage, formant ainsi des plages inclinées vers le noyau central.

La fondation du barrage étaient composés de sables alluviaux, de graviers et d'argiles. À la fin de la construction, en 1938, un important glissement de terrain s'est produit au niveau de la coque montante du barrage, illustrant ainsi les effets critiques de la liquéfaction statique dans ce type de structure. (Boukarta, 2021)



Figure 2.5 : 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)

2.5.4 Wildlife Refuge, Californie (1987)

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes survenus à 12 heures d'intervalle. Situé dans l'une des zones sismiques les plus actives de Californie, ce site se compose d'une couche superficielle de silt de 2,7 mètres d'épaisseur, sous laquelle repose une couche de sable silteux liquéfiable de 3,3 mètres. La nappe phréatique y est présente à environ 2 mètres de profondeur.

Lors du premier examen du site après les secousses, des ébullitions de sable ont été observées (figure 2.6), ainsi que de nombreuses fissures ouvertes dans le sol, témoignant des effets de la liquéfaction.(Yedjour, 2012)

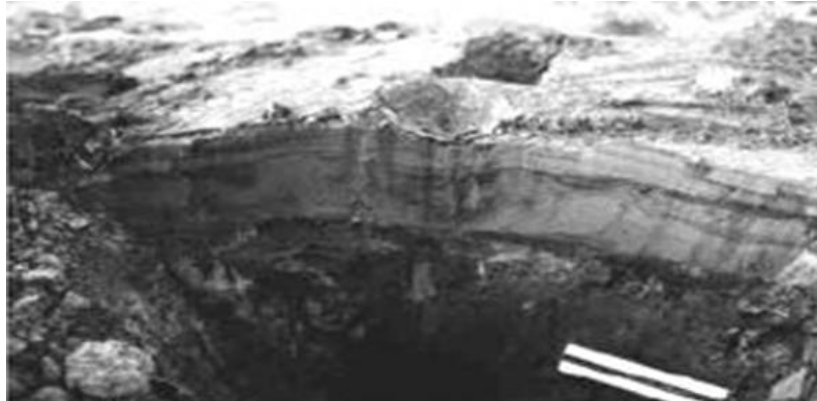


Figure 2.6 : Ebullition de sable au site de Wildlife

2.5.4 Le pont du Rio Banano 1991

Le pont du Rio Banano, situé au Costa Rica, est un exemple marquant des effets dévastateurs de la liquéfaction des sols sur les infrastructures. Lors du séisme de Limón en 1991, la forte secousse a entraîné une perte de résistance du sol sous les fondations du pont, compromettant sa stabilité.

Ce phénomène a provoqué un affaissement important des appuis du pont (figure 2.7), conduisant à des déformations structurelles majeures. Sur la photographie A on peut observer la rotation du bastion ainsi qu'une des sections effondrées. La photographie B montre les sections effondrées depuis l'accès sud-est.

(2024)

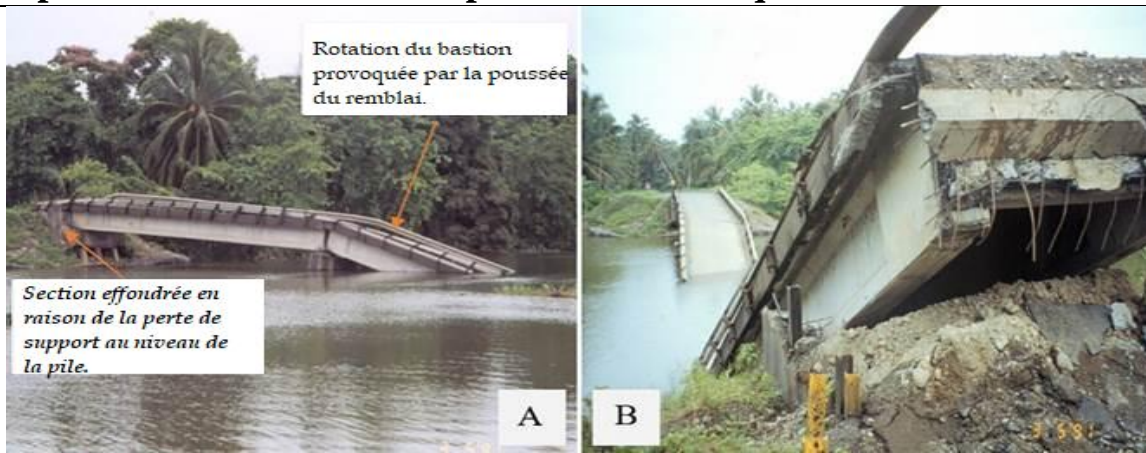


Figure 2.7 : Le pont du Rio Banano a Costa Rica (Photographies fournies par le Laboratoire d'ingénierie sismique de l'Université du Costa Rica).

2.5.5 Christchurch, New Zealand (2011)

Le séisme de Christchurch, survenu le 22 février 2011, a atteint une magnitude de 6,3. Il a frappé la région de Canterbury, en Nouvelle-Zélande, avec un épocentre situé à 2 km à l'ouest de Lyttelton et à 10 km au sud-est du centre de Christchurch.

Ce tremblement de terre est survenu près de six mois après celui de Canterbury du 4 septembre 2010, d'une magnitude de 7,1, qui avait déjà causé d'importants dégâts à Christchurch et dans la région centrale de Canterbury.(2024)



Figure 2.8 : Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand (2011)

2.5.6 Barrage de San Fernando

L'augmentation de la pression de l'eau peut également provoquer des éboulements et entraîner l'effondrement de barrages.

Par exemple, lors du séisme de San Fernando en 1971, le barrage de San Fernando a subi un effondrement partiel de son parement amont heureusement la rupture totale a été évitée de justesse prévenant ainsi une catastrophe potentielle qui aurait pu inonder des zones urbaines densément peuplées.(Chemlal, 2020)

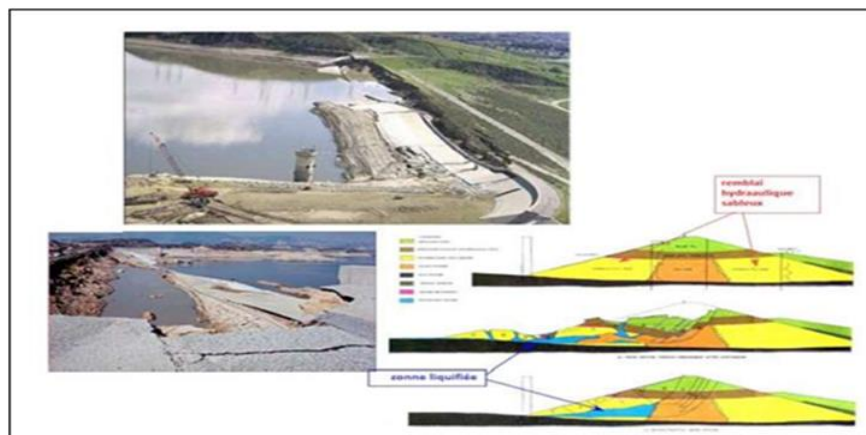


Figure 2.9 : Effondrement du parement amont du barrage de San Fernando pendant Le séisme de 1971

2.6 Les facteurs influençant à la liquéfaction des sols

De nombreux facteurs influencent le processus de liquéfaction des sols in situ. Sur la base des résultats d'essais en laboratoire, des observations de terrain et des études menées, les principaux facteurs déterminants de la liquéfaction sont les suivants :

2.6.1 Âge et origine des sols

Les dépôts naturels d'origine alluviale et fluviale présentent généralement une structure lâche en raison de la disposition des grains de sol. Ces formations sont relativement jeunes, peu consolidées et ne bénéficient ni de la cimentation ni des effets du vieillissement.

Selon Youd et Hoose (1977), les dépôts alluviaux plus anciens que le Pléistocène tardif (datant de 10 000 à 130 000 ans) sont peu susceptibles de subir une liquéfaction, sauf en cas de séismes de forte intensité. En revanche, les dépôts formés au cours de l'Holocène tardif (moins de 1 000 ans) présentent un fort potentiel de liquéfaction, tandis que ceux datant de l'Holocène ancien (entre 1 000 et 10 000 ans) ont une susceptibilité modérée à ce phénomène. (Yedjour, 2012)

2.6.2 Type de sol

Les sols les plus sensibles à la liquéfaction sont généralement non plastiques et peu cohésifs, tels que les sables fins à moyens et les sables à faible plasticité, comme le souligne Ishihara (1985). Bien que les cas les plus fréquents concernent ces types de sols, des épisodes de liquéfaction ont également été observés dans des sols plus grossiers, notamment les graviers. Une classification par vulnérabilité (du plus au moins susceptible) inclut : les sables propres, les sables limoneux non plastiques, les limons non plastiques et enfin les graviers.

Cependant, cette classification connaît des exceptions. Ishihara (1985, 1993) a mis en évidence que certains résidus miniers très fins, comme la « farine de roche », peuvent se comporter comme des sables propres lorsqu'ils sont saturés, devenant ainsi vulnérables à la liquéfaction.

Selon les critères définis par Seed et Idriss (1982), confirmés plus tard par Youd et Gilstrap (1999) ainsi que Bray et al. (2004), un sol cohésif ne peut se liquéfier que s'il remplit simultanément les trois conditions suivantes :

- Fraction des fines ($< 0,005 \text{ mm}$) $< 15 \%$
- Limite de liquidité (LL) $< 35 \%$
- Teneur en eau normale $> 0,9 \text{ LL}$

Si un sol cohésif ne satisfait pas ces trois critères, il est généralement considéré comme non sujet à la liquéfaction. Toutefois, même s'il ne se liquéfie pas, il peut subir une perte significative de résistance au cisaillement non drainée sous l'effet des secousses sismiques.(Yedjour, 2012)

2.6.3 Densité relative Dr

Les résultats issus des essais en laboratoire ainsi que les observations de terrain montrent que, pour un sol donné, le rapport de vides initial ou la densité relative constitue l'un des paramètres les plus déterminants dans l'évaluation du risque de liquéfaction.

Ce phénomène se manifeste principalement dans les sables propres saturés et les sables limoneux dont la densité relative est inférieure à 50 %. En revanche, les sables plus denses ont tendance à se dilater sous l'effet d'un cisaillement cyclique, ce qui provoque la formation de pressions interstitielles négatives, augmentant ainsi leur résistance au cisaillement.

On estime que la liquéfaction devient improbable lorsque la densité relative dépasse environ 75 %.(Chenini, 2021)

2.6.4 La taille des particules

Les sols non plastiques à granulométrie uniforme ont tendance à adopter des structures de particules instables, ce qui les rend particulièrement sensibles à la liquéfaction.

En revanche, les sols bien gradués contiennent des particules fines capables de remplir les vides entre les particules plus grossières, ce qui limite la contraction potentielle du

sol. Cette caractéristique contribue à réduire la génération excessive de pressions interstitielles lors d'un séisme. Selon Kramer (1996), les observations de terrain montrent que la majorité des cas de liquéfaction sont associés à des sols granulaires de granulométrie uniforme. (Touaiti, 2019)

2.6.5 L'intensité et la durée de tremblement de terre

La liquéfaction des sols survient généralement sous l'effet d'un séisme important. Ce phénomène est favorisé par deux paramètres sismiques : l'accélération maximale au sol et la durée effective des secousses.

Ces facteurs induisent des déformations de cisaillement dans le sol, provoquant une réorganisation des particules et une augmentation des pressions interstitielles, menant à une perte de résistance effective du sol.

Le risque de liquéfaction augmente avec l'intensité et la durée du séisme, en particulier pour les séismes de forte magnitude. En pratique, une analyse de la susceptibilité à la liquéfaction n'est souvent pas requise lorsque l'accélération horizontale maximale est inférieure à 0,10 g ou que la magnitude du séisme est inférieure à 5. (Touaiti, 2019)

2.6.6 La nappe phréatique :

La présence d'une nappe phréatique proche de la surface est la condition la plus favorable à la liquéfaction, car seuls les sols saturés sont généralement concernés.

Si les sols en place sont au-dessus du niveau de la nappe et restent non saturés même avec les variations hydrologiques, une analyse de liquéfaction n'est pas nécessaire. Lorsque la nappe présente de fortes fluctuations, le risque de liquéfaction varie dans le temps, et il est recommandé d'utiliser le niveau le plus élevé historiquement observé pour l'analyse. (Touaiti, 2019)

2.7 L'évaluation de potentielle de liquéfaction

Seed et Idriss (1971) ont démontré qu'il est possible d'évaluer le potentiel de liquéfaction d'un sol à partir de l'essai de pénétration standard (SPT), en s'appuyant sur deux paramètres essentiels :

Un paramètre de résistance mécanique, issu du nombre de coups mesuré par le SPT, et un paramètre granulométrique, correspondant à la classification du sol et à la proportion de fines qu'il contient.

L'évaluation de la liquéfaction repose sur plusieurs critères :

1-Type de sol : Seuls certains sols, comme les sables saturés, peuvent facilement se liquéfier sous l'effet d'un séisme.

2-Niveau de la nappe phréatique : Le sol doit être situé sous la nappe phréatique

3-Rapport de contrainte cyclique (CSR) : Ce rapport quantifie la charge imposée par le séisme sur le sol.

4-Accélération horizontale maximale (a_{max}) : Si $a_{max} < 0,10g$ ou magnitude $M_w < 5$, l'analyse de la liquéfaction n'est généralement pas nécessaire.

5-Rapport de résistance cyclique (CRR) : Il représente la capacité du sol à résister à la liquéfaction.

6-Facteur de sécurité (FS) : Déterminé par $FS = CRR / CSR$.

Si $FS < 1,25$ la liquéfaction est probable. (Saouli, 2022)

2.7.1 Evaluation du rapport de contraintes cycliques (CSR)

On considère une colonne de sol de largeur et de longueur unitaires, se déplaçant horizontalement comme un corps rigide sous l'effet d'une accélération sismique maximale notée a_{max} . La Figure 2.10 illustre cette colonne de sol, où W représente son poids à une profondeur donnée Z . Dans ce contexte, la force sismique horizontale exercée sur la colonne peut être exprimée par F , telle que :

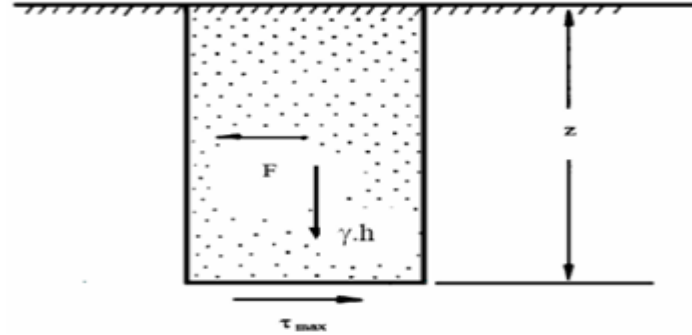
$$F = m \cdot a = \left(\frac{W}{g} \right) a = \left(\frac{\gamma_r \cdot z}{g} \right) a_{max} = \sigma_{v0} \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$


Figure 2.10 : les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR (Chemlal, 2020)

Comme illustré dans la Figure 2.10, la force horizontale maximale F est équivalente à la force de cisaillement maximale exercée à la base de la colonne.

On a donc :

$$F = \tau_{max} = \sigma_{v0} \frac{a_{max}}{g} \quad (2.1)$$

En divisant les deux membres de l'équation par σ'_{v0} on obtient l'expression suivante :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \quad (2.2)$$

Pour simplifier l'analyse, Seed et al ont proposé de convertir le diagramme de contrainte de cisaillement (τ) induite par les sollicitations sismiques en un diagramme équivalent, représentant N cycles de chargement à amplitude constante.

Ainsi, la contrainte de cisaillement cyclique générée par le séisme à une profondeur donnée peut être exprimée par la relation suivante (Chikeur, 2018) :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \tau_{max} .rd \quad (2.3)$$

Avec :

τ_{cyc} : la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique.

Seed et Idriss ont proposé l'expression suivante pour le taux de contrainte de cisaillement cyclique (CSR) (Chikeur, 2018) :

$$CSR = 0,65 \times \frac{a_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v'}{\sigma_v} \times rd \quad (2.4)$$

Avec:

a_{max} = Accélération horizontale maximale à la surface du sol (en g).

g = Accélération gravitationnelle terrestre ($\approx 9.81 \text{ m/s}^2$).

σ_v = Contrainte totale verticale ($\sigma_v = \gamma \times H$)

σ_v' = Contrainte effective verticale ($\sigma_v' = \sigma_v - u$)

rd = coefficient de réduction des contraintes ($rd \leq 1$)

Plusieurs modèles de calcul du coefficient de réduction de la contrainte rd ont été proposés dans la littérature. Parmi eux, Liao et Whitman (1986) ont présenté les expressions suivantes :

$$rd = 1 - 0.00765 Z \quad \text{pour} \quad Z < 9.15 \text{ m} \quad (2.5)$$

$$rd = 1.174 - 0.0267 Z \quad \text{pour} \quad 9.15 \text{ m} < Z < 20 \text{ m}$$

Avec :

Z représente la profondeur du sol, exprimée en mètres (m)

Une autre expression a été proposée par Blake (1996), selon laquelle (Mekerbi, 2009) :

$$rd = \frac{1 - 0.4113 \cdot Z^{0.5} + 0.04052 \cdot Z + 0.001753 \cdot Z^{1.5}}{1 - 0.4177 \cdot Z^{0.5} + 0.05729 \cdot Z + 0.006205 \cdot Z^{1.5} + 0.001210 \cdot Z^2} \quad (2.6)$$

Au Japon, le coefficient rd est généralement simplifié et estimé par la relation suivante (Chenini, 2021) :

$$rd = 1 - 0,0015Z \quad (2.7)$$

2.7.2 Evaluation du rapport de résistance cycliques (CRR)

2.7.2.1 Evaluation du CRR par l'essai SPT

2.7.2.1.1 L'essai de pénétrations standard SPT

L'essai consiste à enfoncer dans le sol, par battage, un carottier de conception et de dimensions normalisées. On compte alors le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'outil sur une profondeur déterminée.

Une fois le carottier rempli, il est remonté à la surface, vidé de sa carotte, puis réintroduit au fond du forage.

Cette opération est répétée à différents niveaux sur toute la hauteur du profil étudié. L'essai permet ainsi d'établir un profil de pénétration et de recueillir des échantillons de sol remanié, utiles pour identifier les différentes couches traversées.

Ce type d'essai de pénétration au carottier est applicable aux sols fins ainsi qu'aux sols granulaires dont les éléments ne dépassent pas 20 mm de diamètre. Il est réalisé à des

intervalles de profondeur réguliers, généralement compris entre 0,50 m et 1,50 m.

Le schéma du pénétromètre standard est présenté à la figure 2.11. (Bendaoudi, 2021)

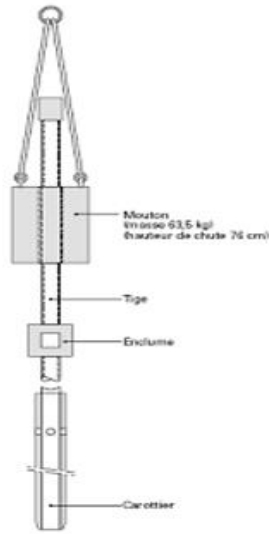


Figure 2.11 : Schéma de principe du pénétromètre SPT

Le nombre de coups N mesuré lors de l'essai correspond à la résistance à la pénétration du sol. Ce nombre doit être corrigé pour tenir compte de l'énergie réellement transmise au système.

Ainsi, on le ramène à une valeur normalisée correspondant à 60 % de l'énergie théorique, appelée N_{60} , qui représente l'énergie restituée standardisée soit (Chenini, 2021) :

$$(N1)_{60} = N \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (2.8)$$

Avec :

$(N1)_{60}$: 60 représente le pourcentage de l'intensité de battage

N : le nombre des coups non corrigés adoptés dans le SPT

C_N : est la correction de la contrainte de sols sus-jacents

C_E : est la correction du taux d'énergie de la masse

C_B : est la correction du diamètre du forage

C_R : est la correction de la longueur du train de tiges

C_S : est la correction du carottier avec ou sans revêtement

Selon Liao et Whitman (1986), le facteur C_N doit être déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$C_N = \frac{P_a}{\sigma_v'} \quad (2.9)$$

Avec :

P_a : la pression atmosphérique ($P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ KPa}$)

σ_v' : Contrainte effective verticale

Tableau 2.7 : Facteurs de correction pour l'essai SPT (Mekerbi, 2009)

FACTEUR	EQUIPEMENT VARIABLE	TERME	LA CORRECTION
Contrainte effective	/	C_N	$(P_a / \sigma_v')^{0.5}$ $C_N \leq 1,7$
Contenue de l'énergie	Mouton de battage torique Mouton de sûreté Mouton de battage type automatique	C_E	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	65 à 115 mm 150 mm 200 mm	C_B	1,0 1,05 1,15
Longueur de la tige	< 3 m 3 à 4 m 4 à 6 m 6 à 10 10 à 30	C_R	0,75 0,8 0,85 0,95 1,0
Méthode de prélèvement	Echantillon standard Echantillon sans recouvrement	C_S	1,0 1,1 à 1,3

Les données recueillies à la suite des essais réalisés dans plusieurs zones ayant présenté des phénomènes de liquéfaction ont été reportés sur un graphique (figure 2.12). Sur ce graphique, Seed fait apparaître trois courbes limites correspondant à des sols sableux contenant respectivement 5 %, 15 % et 35 % de fines (les fines étant définies comme les particules dont le diamètre est inférieur à 76 μm).

Les valeurs de résistance SPT utilisées sont des résistances normalisées, c'est-à-dire corrigées en fonction du type d'équipement de battage utilisé. Il convient de préciser que ces courbes sont valables uniquement pour une magnitude sismique de référence égale à 7,5.

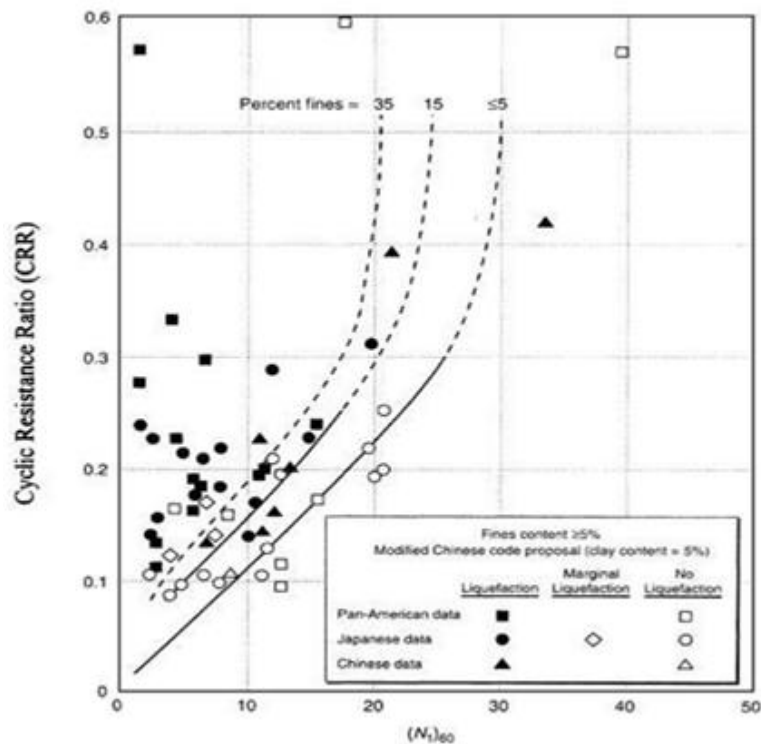


Figure 2.12 : courbe simplifiée recommandée pour le calcul du CRR (Chikeur, 2018)

La courbe de référence a été établie pour un pourcentage de fines (FC) inférieur ou égal à 5 %, ce qui correspond à un sable propre. Par conséquent, un ajustement des courbes est nécessaire pour représenter de manière appropriée les sols contenant une teneur en fines supérieure à 5 %.

La méthode proposée par Stark et Olsen consiste à déterminer un incrément de résistance à ajouter à la valeur mesurée lors de l'essai SPT (Chikeur, 2018):

$$(N1)_{60cn} = (N1)_{60} + \Delta(N1)_{60} \quad (2.10)$$

L'incrément de résistance est fonction de la teneur en fines du sol (figure2.8) Celui-ci peut être déterminé à partir d'un graphique dédié ou, de manière équivalente, calculé analytiquement à l'aide de la formule suivante :

Tableau 2.8 : incrément de résistance en fonction de teneur en fines

<i>FC en %</i>	<i>$\Delta (N1)_{60}$</i>
<i>$FC \leq 5\%$</i>	<i>0</i>
<i>$5\% \leq FC \leq 35\%$</i>	<i>$0.24 (FC - 5)$</i>
<i>$35\% \leq FC$</i>	<i>7.2</i>

Plus récemment, Seed et Idriss (1997) ont proposé une correction qui a été validée par le groupe de travail du NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research). Cette correction s'applique à la valeur $(N1)_{60}$ selon la formule suivante :

$$(N1)_{60cs} = a + b(N1)_{60} \quad (2.11)$$

Les valeurs des coefficients a et b sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau2.9) :

Tableau 2.9 : valeur de correction a et b en fonction de profondeur (Chikeur, 2018)

<i>FC en %</i>	<i>a</i>	<i>b</i>
<i>$FC \leq 5\%$</i>	<i>0</i>	<i>1</i>
<i>$5\% \leq FC \leq 35\%$</i>	<i>$\exp [1.76 - (190 / FC2)]$</i>	<i>$[0.99 + (FC1.5/1000)]$</i>
<i>$35\% \leq FC$</i>	<i>5</i>	<i>1.2</i>

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

2.7.2.1.2 Méthode Tokimatsu et Yoshimi (1983)

CRR selon Tokimatsu et Yoshimi (Boukhelifa, 2016) :

$$CRR = \frac{\tau_1}{\sigma'_V} = aC_r \left[\left(\frac{16\sqrt{N\alpha}}{100} \right) + \left(\frac{16\sqrt{N\alpha}}{C_s} \right)^n \right] \quad (2.12)$$

Avec :

τ_1 = contrainte de cisaillement sur un plan horizontal

C_r , a et n sont des coefficients de correction, généralement pris comme étant respectivement 0,57, 14 et 0,45

$N\alpha$ est d'abord évalué puis N_1 est calculé à partir des équations associées :

$$N\alpha = \sqrt{N_1 + \Delta N_f} \quad (2.13)$$

$$N_1 = C_n N = \frac{1.7}{\sigma'_{0+0.7}} N$$

Avec :

ΔN_f : est le facteur de correction pour SPT-N

σ'_0 = est contrainte effective verticale

Tokimatsu et Yoshimi ont supposé une valeur de ΔN_f égale à 0 pour les sables propres, et à 5 pour les sables limoneux. Firat et al. Ont, quant à eux, proposé des valeurs de ΔN_f telles que présentées dans le tableau 2.10 (Boukhelifa, 2016) :

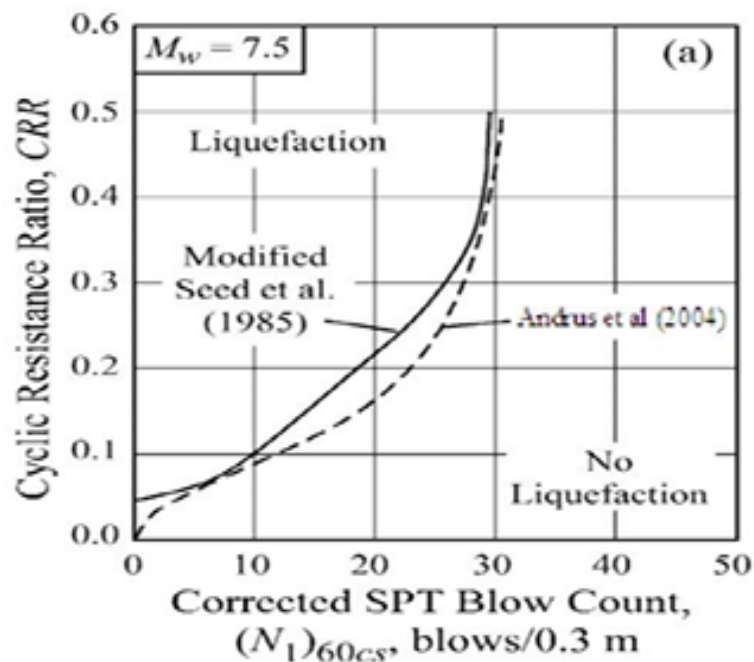
Tableau 2.10 : Relation entre la teneur fine et facteur de correction pour la valeur SPT-N

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

2.7.2.1.3 Méthode de d'Andrus et al (2004)

Andrus et al. (2004) ont proposé une nouvelle équation pour estimer le rapport de résistance cyclique (CRR), en s'appuyant sur une courbe actualisée reliant le CRR à la valeur $(N1,60CS)$ (voir Figure 2.13) (Touaiti, 2019) :

$$CRR_{7.5} = 0.017[(N1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - 87.7[(N1)_{60cs}]^{0.253}} \right] - \frac{1}{215} \quad (2.14)$$

**Figure 2.13** : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (d'après Andrus et al, 2004)

2.7.2.1.4 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'utilisation de l'équation analytique suivante pour l'estimation du rapport de résistance cyclique (CRR) à partir des résultats de SPT, applicable aux sols non cohésifs, quel que soit leur teneur en fines (FC) (voir Figure 2.14)

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad (2.15)$$

Avec :

$$(N1)_{60cs} = (N1)_{60} + \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC+0.1} - \left(\frac{15.7}{FC+0.1} \right)^2 \right] \quad (2.16)$$

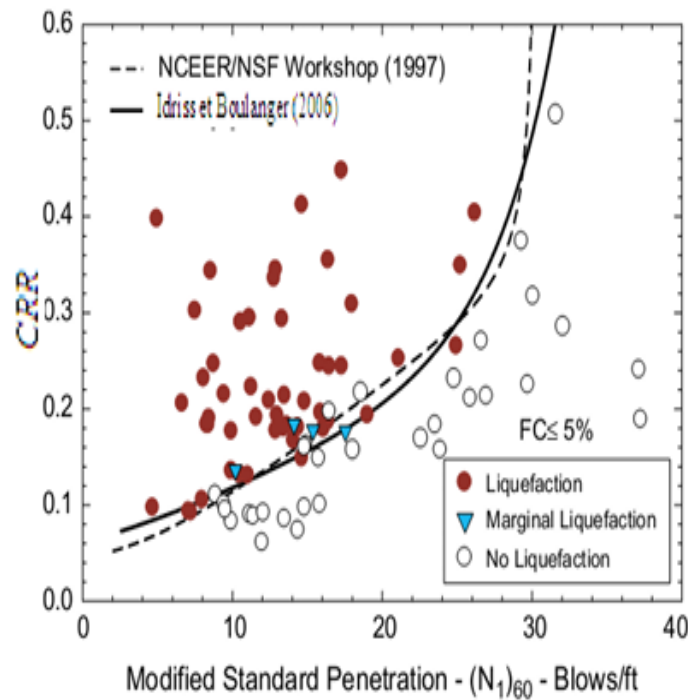


Figure 2.14 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $(N1)_{60}$ pour $M_w=7.5$ (d'après Idriss et Boulanger, 2006)

2.7.2.2 *Evaluation du CRR par l'essai CPT***2.7.2.2.1 *L'essai de pénétration statique CPT***

Le test du pénétromètre à cône (CPT) est un essai in situ polyvalent devenu courant dans les investigations géotechniques à l'échelle mondiale pour la caractérisation des sols, notamment les argiles et les sables.

Il est largement reconnu comme l'un des essais les plus utilisés, en particulier dans les régions où les sols sont mous et compressibles.

En raison de son caractère continu, le CPT permet de détecter les variations du profil du sous-sol avec une précision nettement supérieure à celle obtenue par des essais ponctuels tels que l'essai de cisaillement à l'aube ou le SPT (Standard Penetration Test). L'essai consiste à enfoncer progressivement dans le sol un pieu modèle réduit, de diamètre compris entre 30 et 100 mm, à l'aide d'un vérin hydraulique, selon un mouvement continu à vitesse lente et constante de 2 cm/s.

La mesure de la résistance de pointe du pénétromètre permet d'évaluer la capacité portante des fondations. Le schéma du pénétromètre statique est présenté à la figure 2.15. (Bendaoudi, 2021)

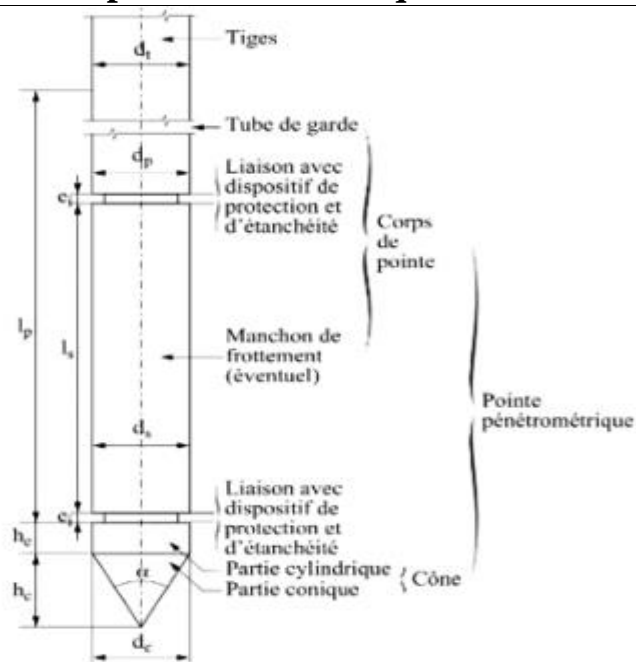


Figure 2.15 : Schéma de la pointe du pénétromètre CPT

2.7.2.2.2 Méthode de Robertson et Wride (1998)

Dans la méthode proposée par Robertson, la résistance cyclique au cisaillement (CRR) est déterminée selon la relation suivante (Senous, 2021):

$$CRR = 0.833 \left(\frac{q_{c1N.cn}}{100} \right) + 0.05 \quad \text{Pour } q_{c1N.cn} < 50 \quad (2.17)$$

$$CRR = 93 \left(\frac{q_{c1N.cn}}{100} \right)^3 + 0.08 \quad \text{Pour } 50 \leq q_{c1N.cn} < 160 \quad (2.18)$$

La résistance de pénétration normalisée équivalente à celle d'un sable propre, notée $(q_{c1N})_{cs}$, est calculée à partir de l'équation suivante :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_C \times q_{c1N} \quad (2.19)$$

Ou :

K_C : représente un coefficient de correction spécifique au type de sol.

q_{c1N} : Résistance de pointe normalisée et corrigée

$$K_c = 1 \quad \text{Pour } I \leq 1.64 \quad (2.20)$$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 + 33.75I_c - 17.88 \quad \text{Pour } I > 1.64 \quad (2.21)$$

Avec:

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (2.22)$$

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma'_{v0}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad \text{et} \quad F = \left(\frac{f_s}{(q_c - \sigma'_{v0})} \right) \times 100\% \quad (2.23)$$

2.7.2.2.3 Méthode d'Andrus et Al (2004)

À partir de la courbe présentée dans la figure 2.16 Andrus et al. (2004) ont proposé une formule empirique pour l'estimation de la CRR (Chenini, 2021):

$$CRR = 0.0086(q_{c1N.cs})^{0.462} + 2.8 \left[\frac{1}{215 - (q_{c1N.cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \quad (2.24)$$

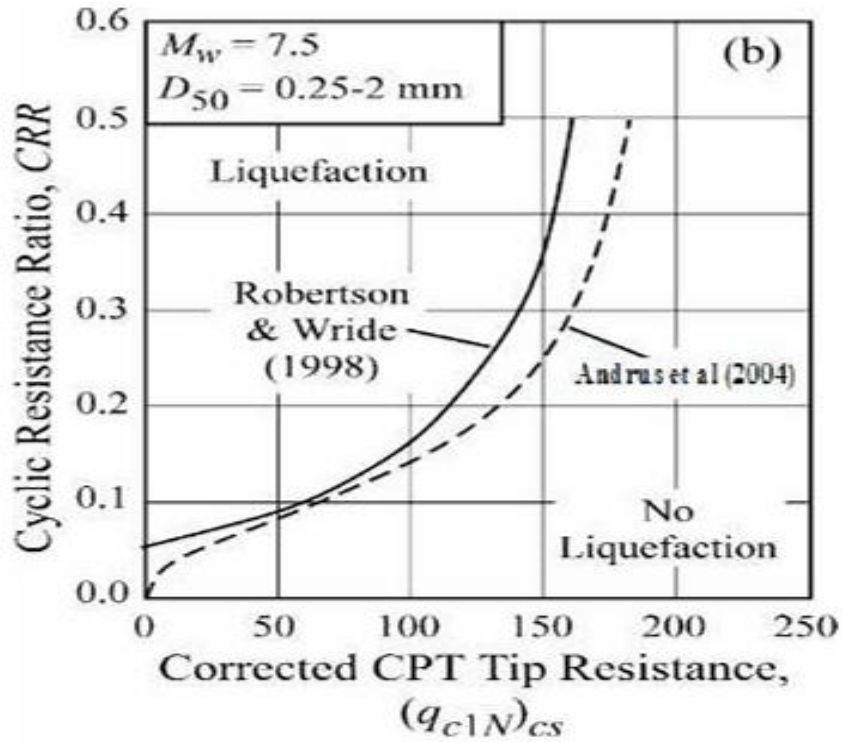


Figure 2.16 : Courbe simplifiée pour le calcul de CRR pour $M_w=7.5$

2.7.2.2.4 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont proposé l'équation analytique suivante (voir figure 2.17) pour l'estimation de la résistance cyclique au cisaillement (CRR) à partir des résultats obtenus par essai CPT (Yedjour, 2012)

$$CRR_{7.5} = \exp \left[\frac{qc1N}{540} + \left(\frac{qc1N}{67} \right)^2 - \left(\frac{qc1N}{80} \right)^3 + \left(\frac{qc1N}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad (2.25)$$

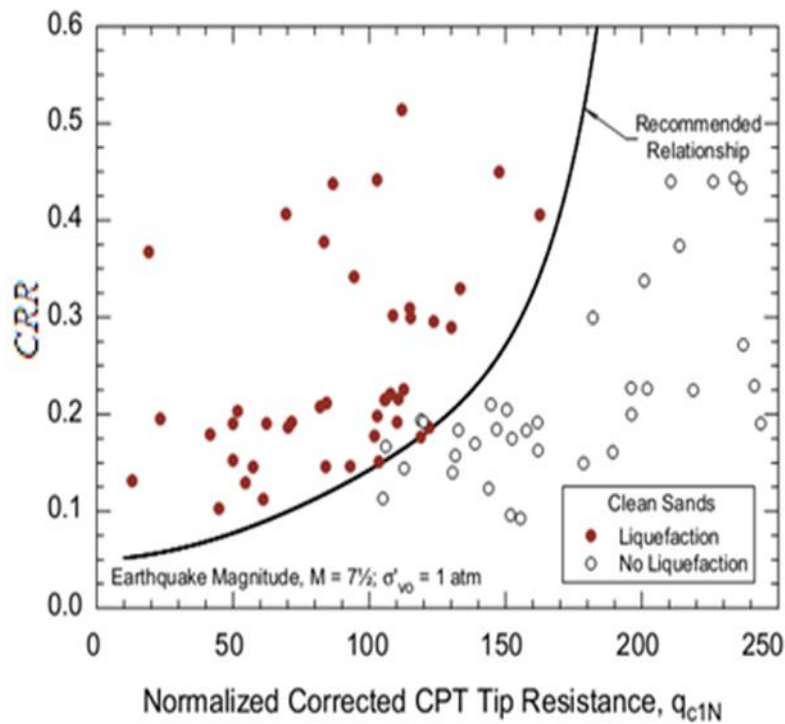


Figure 2.17 : Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur q_{c1N} pour $M_w=7.5$

2.7.3 Evaluation du Facteur de sécurité (FS)

La phase finale de l'analyse de la liquéfaction consiste à évaluer le facteur de sécurité contre ce phénomène. Lorsque le taux de sollicitation cyclique (CSR) induit par un séisme dépasse la résistance cyclique des sols en place (CRR), le risque de liquéfaction devient significatif.

Le facteur de sécurité contre la liquéfaction, noté FS, se définit alors selon l'expression suivante :

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{CRR_{7.5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha}{CSR} \quad (2.26)$$

La liquéfaction est susceptible de se produire lorsque le facteur de sécurité (FS) est inférieur ou égal à 1,25.

En revanche, aucune liquéfaction n'est généralement attendue si FS est supérieur à 1,25. Plus la valeur du facteur de sécurité est élevée, plus le sol présente une résistance accrue à la liquéfaction.

Par exemple, si une couche de sol sous-jacente entre en liquéfaction, le flux ascendant d'eau généré peut induire la liquéfaction d'une couche sus-jacente, même si celle-ci présente un FS de 1,25. (Yedjour, 2012)

Dans le cadre d'une étude portant sur des sols sableux et graveleux, Idriss et Boulanger (2008) ont proposé des relations entre le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction (FS_{liq}) et le rapport de surpression interstitielle, telles qu'illustrées à la Figure 2.18.

Il est observé que, pour les sols sableux, un facteur de sécurité égal à 1 peut être atteint pour des valeurs du rapport de surpression interstitielle ru légèrement supérieures à 0,6. (Ayad, 2014)

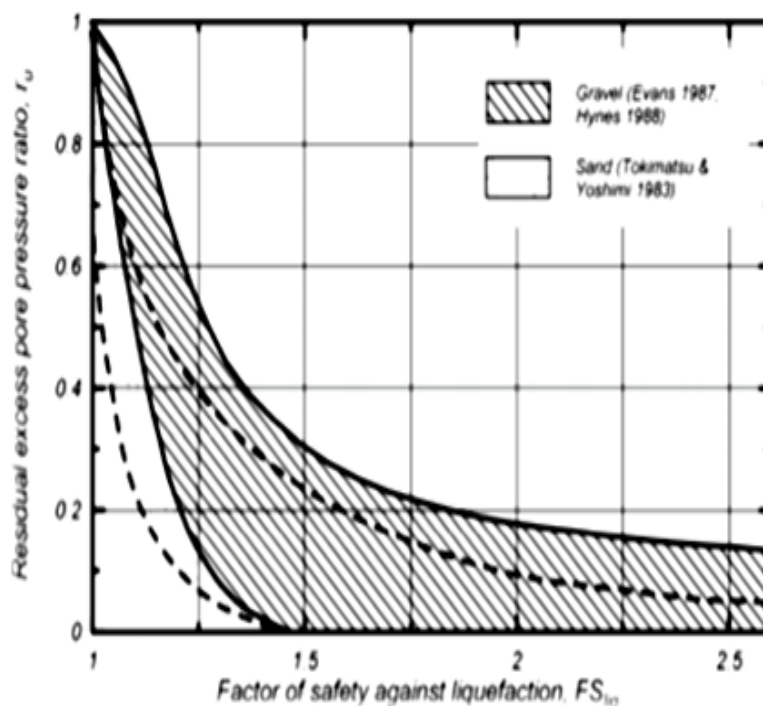


Figure 2.18 : Relation entre le rapport de la pression interstitielle et le facteur de sécurité, Idriss et Boulanger (2008)

2.8 Conclusion

Ce chapitre a permis d'explorer en profondeur le phénomène de liquéfaction des sols, un enjeu majeur en géotechnique, notamment dans les régions exposées à l'activité sismique.

L'étude a débuté par un rappel historique et une définition claire de la liquéfaction, avant d'en décrire les mécanismes fondamentaux et les manifestations physiques observées sur le terrain.

Des cas historiques emblématiques, tels que ceux de Boumerdès (2003), Niigata (1964) ou Christchurch (2011), ont illustré concrètement les conséquences dramatiques que peut entraîner ce phénomène sur les infrastructures.

Par la suite, les principaux facteurs influençant la liquéfaction ont été analysés, notamment la nature du sol, sa densité, la granulométrie, le pourcentage de fines, ainsi que la position de la nappe phréatique.

Enfin, les méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction ont été détaillées, à travers les notions de contraintes cycliques (CSR) de résistance cyclique (CRR) et de facteur de sécurité (FS) qui permettent d'estimer la stabilité des sols face aux sollicitations sismiques.

Chapitre 3

La modélisation numérique

(Cas d'étude)

3.1 Introductions

Dans ce chapitre, une présentation du logiciel Plaxis 2D est brièvement exposée, suivie de la mise en œuvre des simulations numériques réalisées à l'aide de la version 8.2 du logiciel.

L'étude porte sur un sol de type sable-limoneux pour lequel deux teneurs en fines ont été considérées 10 % et 40 %, sous l'hypothèse de déformations planes plusieurs cas de simulation ont été effectués afin d'analyser le comportement du sol face au risque de liquéfaction.

Trois configurations principales ont été étudiées : un cas sans sollicitation sismique, un cas dynamique intégrant une accélération sismique et un cas de variation de l'angle de frottement interne du sol.

3.2 Présentation générale du logiciel Plaxis

Le logiciel Plaxis a initialement été développé pour l'analyse du barrage d'Oosterschelde en Allemagne, en utilisant un modèle élastique linéaire. Depuis, il a intégré de nombreux modèles de comportement des sols et permet aujourd'hui la résolution de problèmes axisymétriques et en déformations planes.

Plaxis propose une large gamme de modèles de sol, dont :

- Le modèle élastique linéaire
- Le modèle de Mohr-Coulomb
- Le modèle pour roches fracturées (jointed rock model)
- Le modèle à écrouissage (hardening soil model)
- Le modèle pour sols mous (soft soil model)
- Et sa variante avec fluage (soft soil creep model).

Le logiciel intègre également les effets d'écoulement d'eau dans les sols, les pressions interstitielles, et autorise des calculs en contraintes totales ou effectives. Les matériaux

peuvent être définis comme drainés, non-drainés ou non-poreux, permettant aussi bien des analyses statiques que dynamiques.

L'environnement de Plaxis s'articule autour de quatre modules principaux :

- Plaxis-Input (prétraitement) : création du modèle géométrique, maillage, conditions initiales
- Plaxis-Calculations : définition des phases de calcul et exécution de l'analyse
- Plaxis-Output : visualisation des résultats (déplacements, contraintes, forces)
- Plaxis-Curves : génération de courbes (chargement-déplacement, chemins de contraintes, etc.).

L'utilisateur construit un modèle par éléments finis en y assignant les propriétés des matériaux, les charges et les conditions aux limites via une interface intuitive.

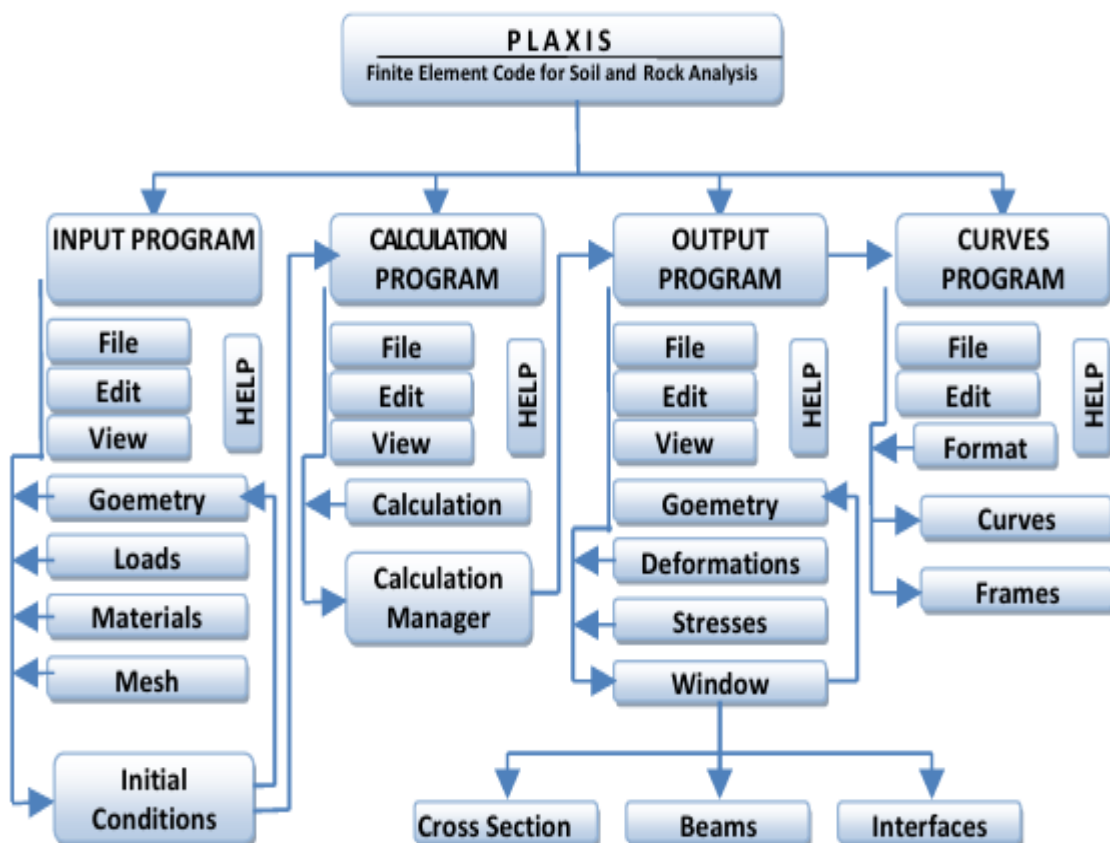


Figure 3.19 : Schéma organisationnel de l'architecture du code Plaxis (Bensoula, 2015)

3.3 Présentations de cas d'étude

3.3.1 Présentation du site étudié

Le sol analysé situé dans la zone côtière de la zone côtière de Kharouba, située dans la wilaya de Mostaganem est essentiellement composé de sable.

Compte tenu de la forte activité sismique observée dans cette région . (Voir Figure 3.20).



Figure 3.20 : Localisation du site de cas d'étude (BENSOULA, 2015)

3.3.2 Modélisations numérique

La modélisation dans Plaxis 2D débute par la définition de la géométrie du modèle, suivie de l'intégration des couches de sol et de leurs propriétés mécaniques, une fondation superficielle a été introduite.

Ensuite, un maillage adapté a été généré afin d'assurer la précision des calculs, les conditions aux limites ainsi que les conditions initiales ont été définies de manière à représenter de façon réaliste le comportement du sol sur le site étudié.

3.3.3 La Géométrie

Le sol est modélisé sur une zone de 100 m de long et 20 m de profondeur. Une seule fondation filante de 6 m de longueur sur 2 m de largeur est considérée, soumise à une charge uniforme de 150 kN/m² (Figure 3.21).

Des conditions aux limites absorbantes sont imposées sur les bordures du modèle pour reproduire le comportement d'un domaine infini et minimiser les réflexions non physiques.

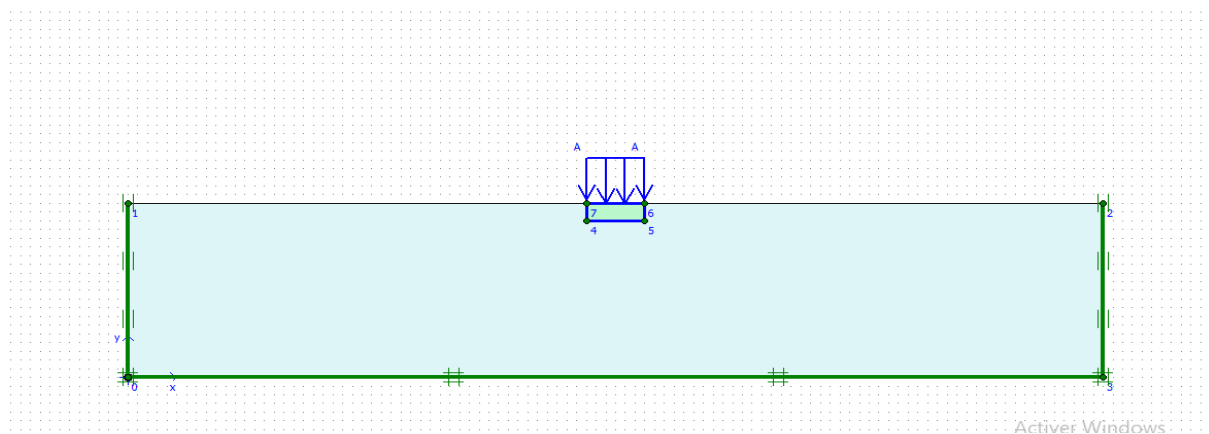


Figure 3.21 : Géométrie du modèle numérique pour la simulation sous Plaxis

3.3.4 Modèle de comportement utilisé

Dans ce mémoire, nous avons également utilisé le modèle HardeningSoil (HSM) pour simuler le comportement du sol. Ce modèle est plus avancé que celui de Mohr-Coulomb car il permet de représenter un comportement non linéaire du sol, notamment lors du chargement et du déchargement.

Le HSM prend en compte l'écrouissage, la dilatance, et l'augmentation de la rigidité avec la pression. Il nécessite la détermination de plusieurs paramètres :

E_{50}^{ref} [kN/m²]: Le module sécant à 50% de déformation de référence.

E_{oed}^{ref} [kN/m²]: Le module œdométrique à la pression de référence.

E_{ur}^{ref} [kN/m²]: Le module de chargement-déchargement de référence.

3.3.5 Propriétés des matériaux

3.3.5.1 Propriétés du sol intégrées dans Plaxis

Les caractéristiques géotechniques du sable limoneux, correspondant à deux teneurs distinctes en fines sont présentées dans le tableau 3.11.

Tableau 3.11 : Les paramètres nécessaires dans Plaxis pour le modèle HSM (BENSOULA, 2015)

Propriétés	Sable-Limon FC=10%	Sable-Limon FC=40%
γ_{sat} (KN/m ³)	20,385	20,586
γ_{unsat} (KN/m ³)	16,596	16,892
k_x, k_y (m/s)	$1,157 \cdot 10^{-5}$	$1,157 \cdot 10^{-5}$
m (m)	0,50	0,50
C_{ref} (KN/m ²)	1,00	1,00
v_{ur}	0,20	0,20
φ (°)	22,38	20,19
K_0^{nc}	0,635	0,655
E_{oed}^{ref} (KN/m ²)	4375	3800
E_{ur}^{ref} (KN/m ²)	16406	14250
E_{50}^{ref} (KN/m ²)	5469	4750

3.3.5.2 Les caractéristiques de fondation utilisée sous Plaxis

a. Caractéristiques de la semelle :

Les divers paramètres d'entrée relatifs aux éléments structuraux de cette semelle utilisés par le logiciel sont les suivants (tableau 3.12) :

EA [kN/m]: La rigidité normale.

EI [kN.m²/m]: La rigidité flexionnelle.

d [m]: L'épaisseur équivalente.

w [kN/m/m]: Le poids volumique par unité de surface de la plaque.

v: Le coefficient de Poisson.

Tableau 3.12 : Paramètre de l'élément structural (plate) (Chettah, 2017)

Paramètre	Valeur
Type de comportement	Elastique
EA (KN/m)	$1,8 \cdot 10^7$
EI (KN.m ² /m)	268800
d (m)	0,4
w (KN/m/m)	12,5
V	0,2

b. Propriétés de béton

Les différents paramètres du béton destiné au coulage des fondations (tableau 3.13) :

Tableau 3.13 : Paramètre du sol de fondations (Chettah, 2017)

Paramètre	Béton
Type de modèle	Linear élastique
γ_{sat} (KN/m ³)	25

γ_{unsat} (KN/m ³)	25
K_x, K_y (m/s)	0
E_{ref} (KN/m ²)	22000000
ν	0,1

c. Charge statique de la semelle

L'élément est soumis à une charge statique de 150 kN/m² exercée par la structure.

3.3.6 Génération du maillage

Le modèle de référence est construit à l'aide d'éléments finis triangulaires à 15 nœuds

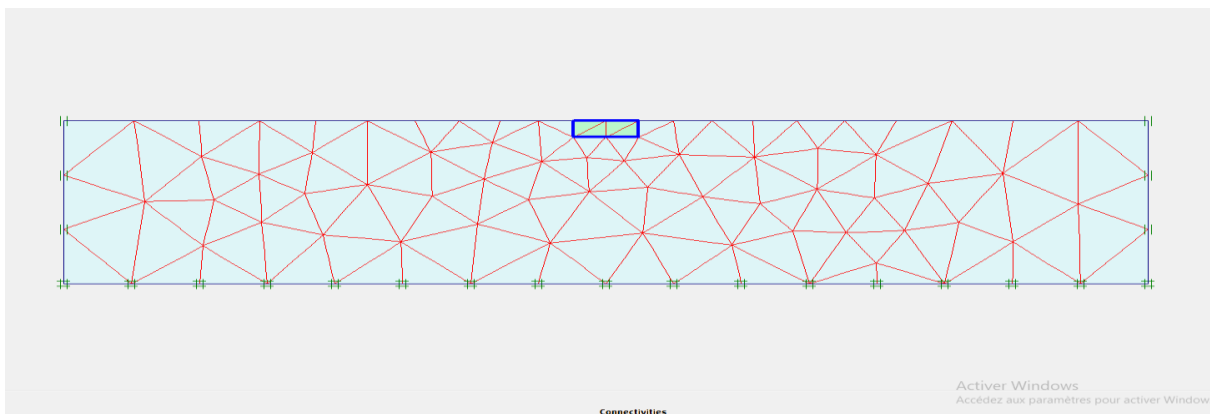


Figure 3.22 : Maillage de la géométrie

3.3.7 Conditions hydrauliques

La nappe phréatique a été positionnée à la surface du sol, comme illustré à la Figure 3.33. Bien que cette configuration ne soit pas réaliste, elle permet d'étudier le cas le plus défavorable en considérant un sol entièrement saturé

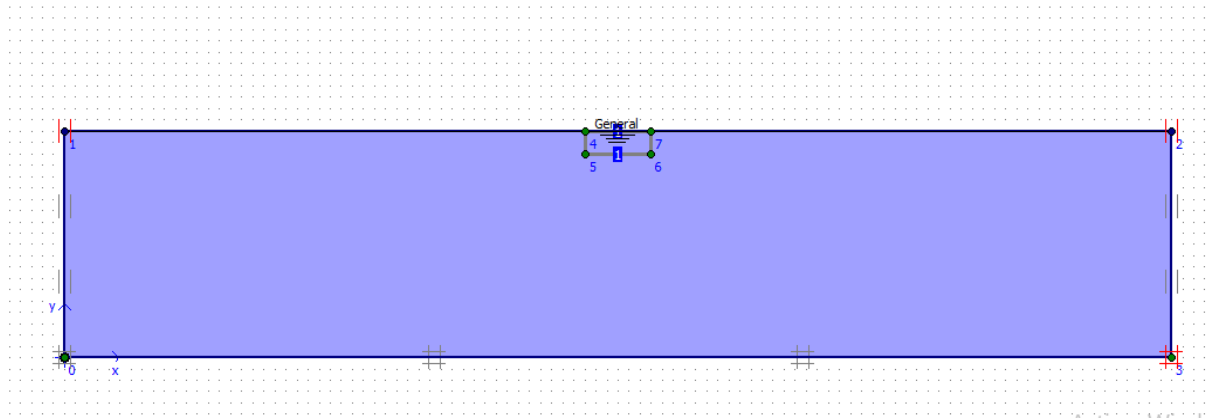


Figure 3.23 : Conditions hydrauliques initiales

La figure 3.24 montrée génération des pressions interstitielles initiales avec ($U_{max}=198,64$ KN/m²)

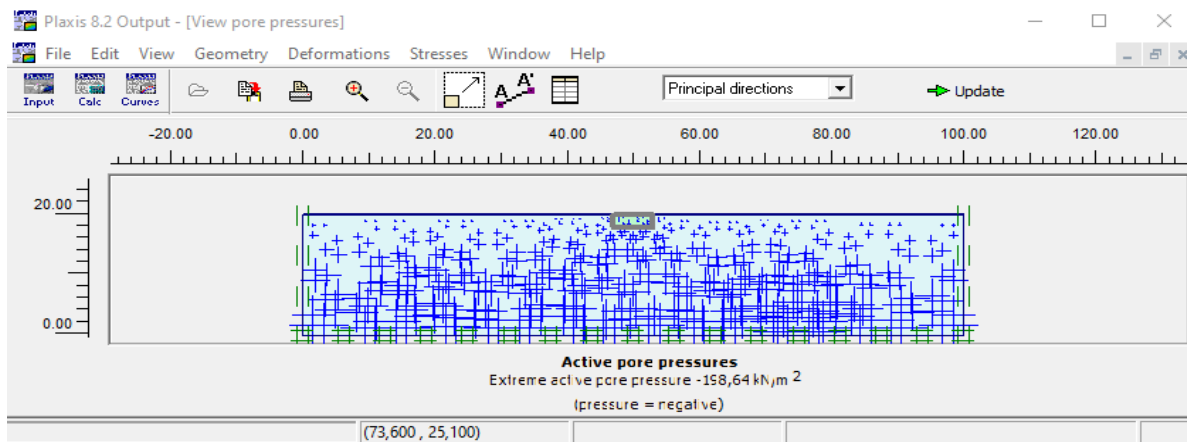


Figure 3.24 : Génération des pressions interstitielles initiales ($U_{max}=198,64$ KN/m²)

3.3.8 Condition initiales

Les contraintes initiales ont été déterminées en tenant compte du poids propre du matériau, en utilisant le coefficient de pression des terres au repos K_0 , calculé selon la formule empirique de Jaky (1944), présentée ci-dessous.

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

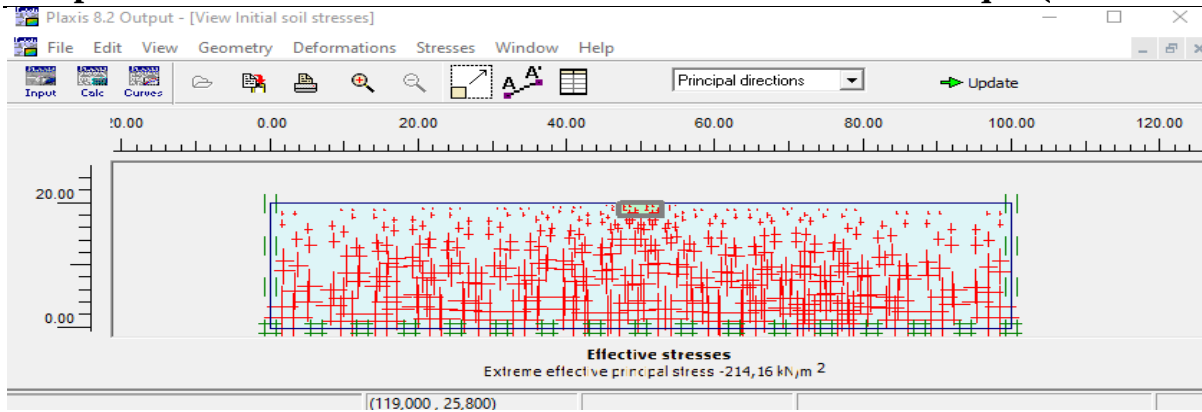
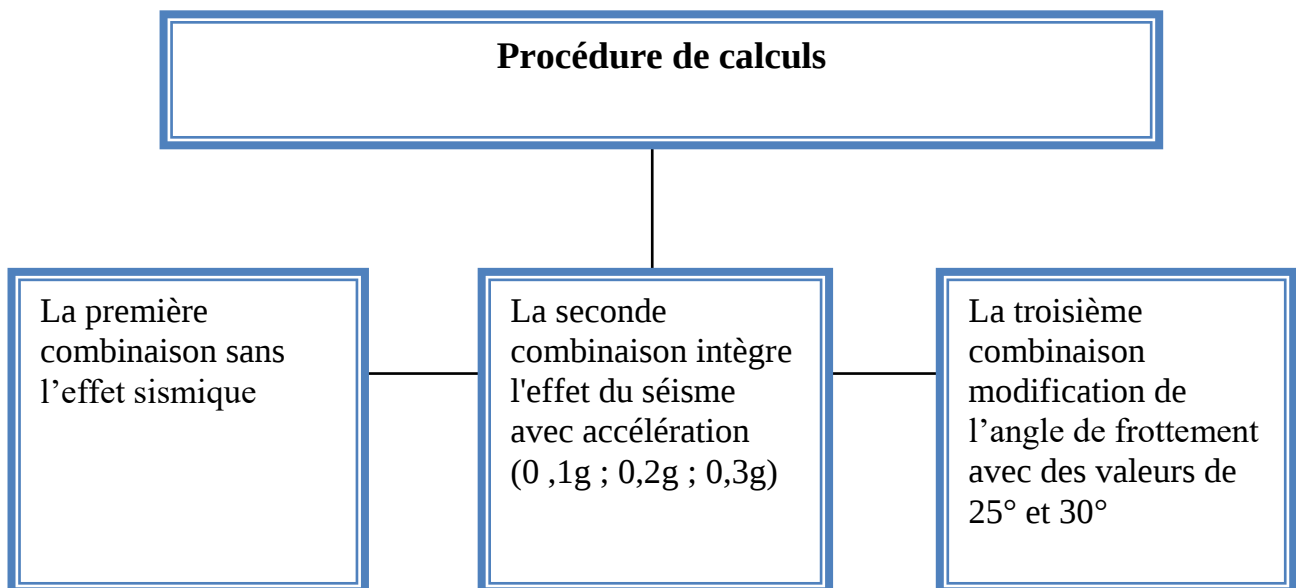


Figure 3.25 : Génération des contraintes initiales.

3.4 Procédure de calculs et résultats

Le schéma ci-dessous montre clairement les étapes principales suivies dans la procédure de calcul utilisée dans cette étude :



3.4.1 La première combinaison simple sans l'effet sismique

- ✓ La phase (0) : est dédiée à la génération des contraintes initiales
- ✓ la phase (1) : calcul plastique en condition drainées avec activation de l'élément structural (plate) et de la charge $A = 150 \text{ KN/m}^2$
- ✓ La phase (2) : calcul de sécurité a été réalisé par la méthode phi-c réduction

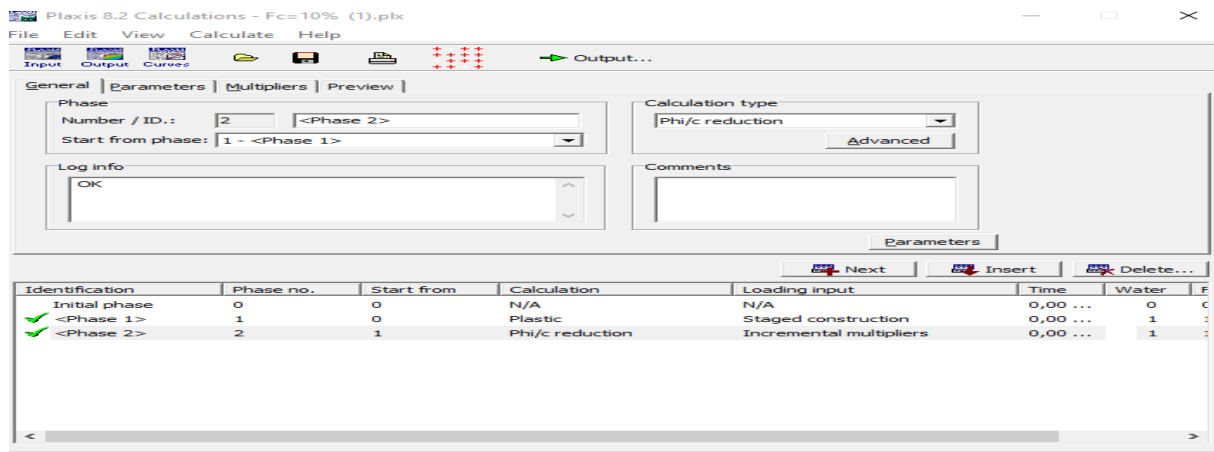


Figure 3.26 : Les étapes principales du processus de simulation numérique dans Plaxis sans l'effet sismique

a. Maillage déformé pour 10% des fines

Les résultats de déformation montrent qu'à une teneur en fines (FC) de 10 %, la déformation atteint une valeur de $523,385 \times 10^{-3}$ m. figure 3.27.

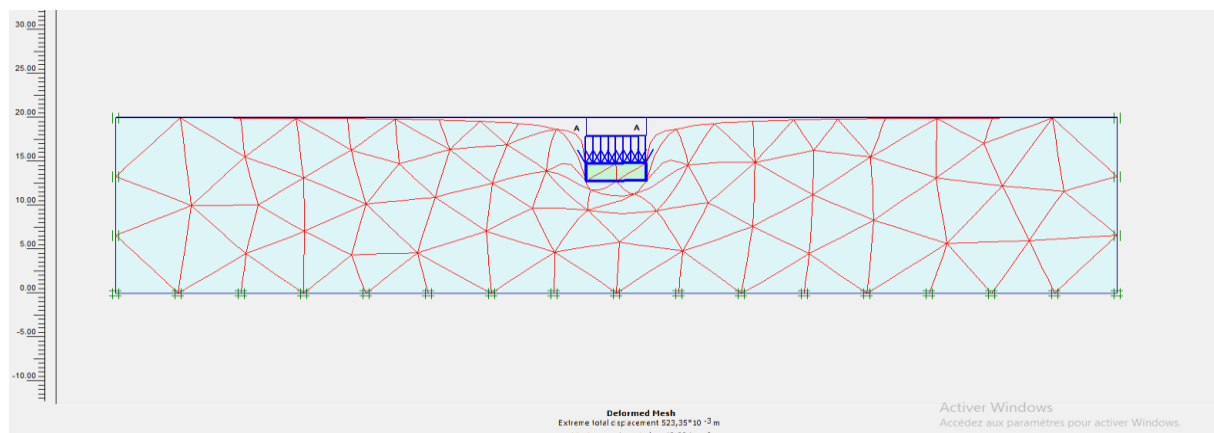


Figure 3.27 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%)

b. Déplacement total pour 10% des fines

La figure 3.28 présente les déplacements totaux du sable limoneux avec une teneur en fines (FC) de 10 %, avec une valeur donnée de $523,35 \times 10^{-3}$ m.

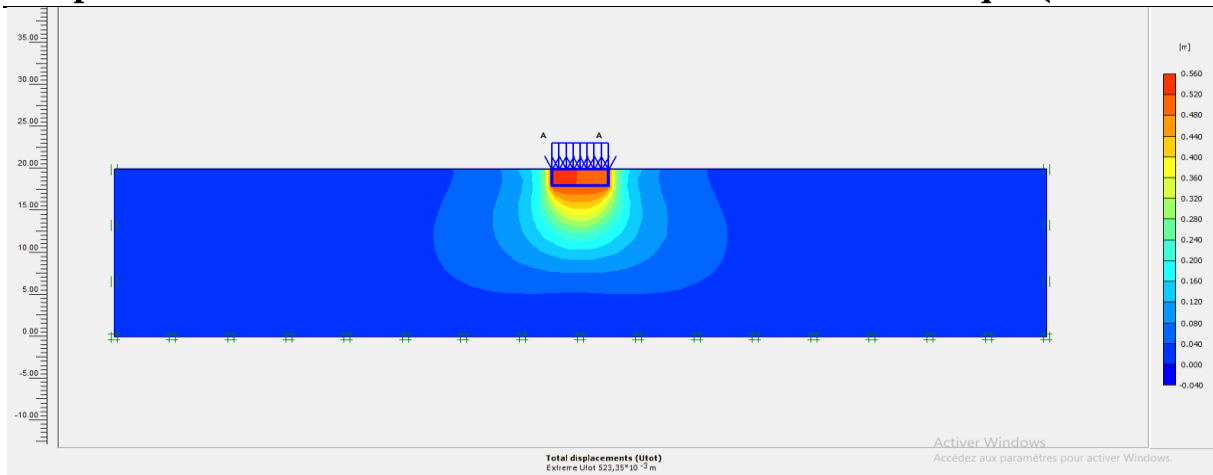


Figure 3.28 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%)

c. Le facteur de sécurité pour 10% des fines

La figure 3.29 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,20 pour une teneur en fines de 10 %.

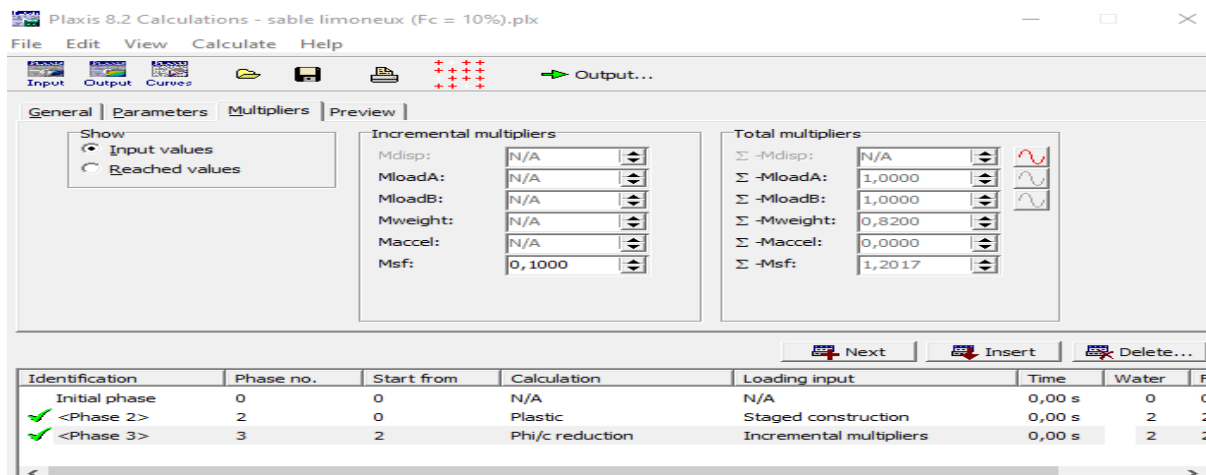


Figure 3.29 : Facteur de sécurité pour FC =10%

d. Maillage déformé pour 40% des fines

Les résultats de déformation indiquent qu'à une teneur en fines (FC) de 40 % la déformation atteint une valeur de $652,98 \times 10^{-3} \text{ m}$ (figures 3.30).

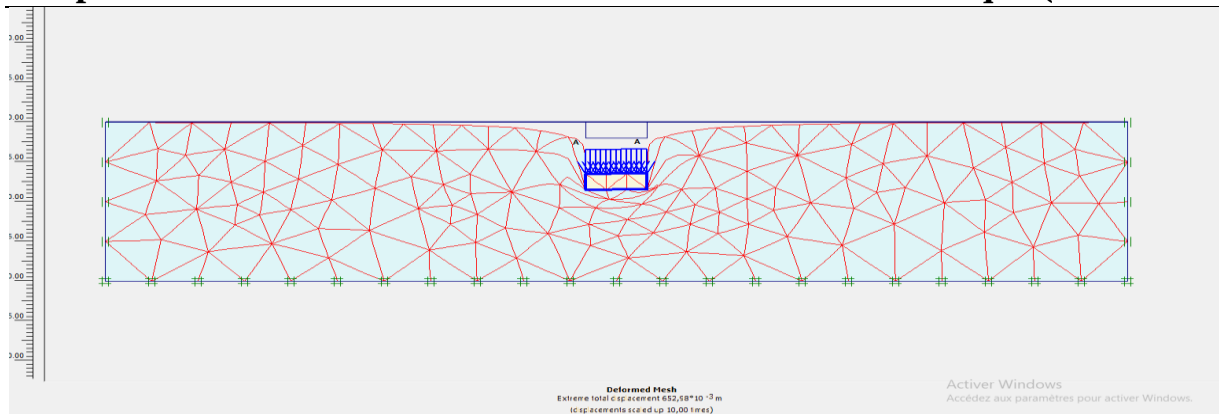


Figure 3.30 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%)

e. Déplacement total pour 40% des fines

La figure 3.31 présente un déplacement total d'une valeur de $652,98 \times 10^{-3}$ m observé pour un sable limoneux avec une teneur en fines (FC) de 40 %.

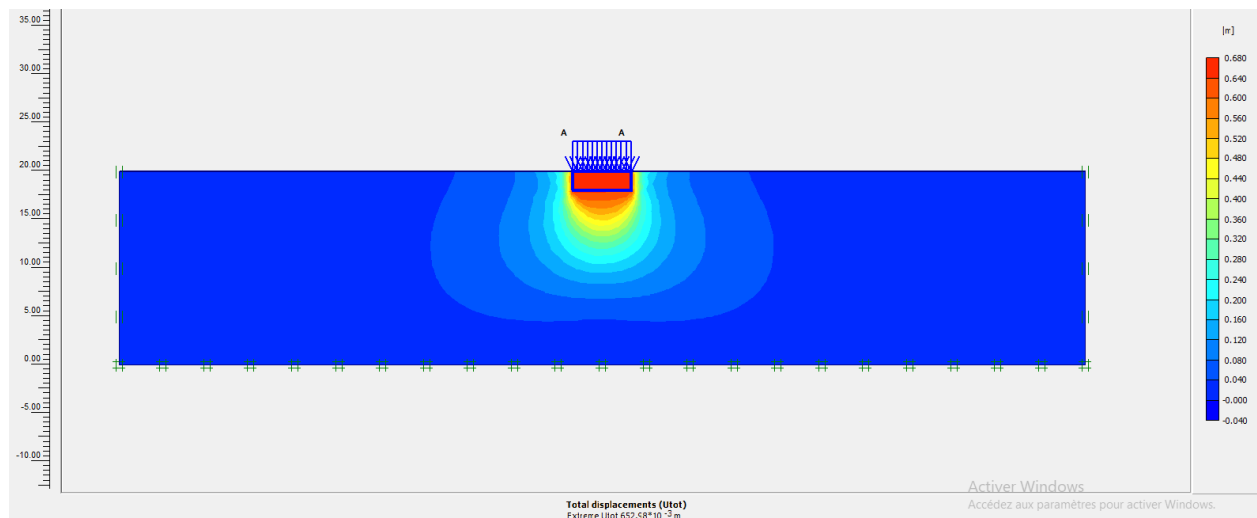


Figure 3.31 : Déplacements totaux du Sable limoneux (Fc = 40%)

f. Le facteur de sécurité pour 40% des fines

La figure 3.32 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,32 pour une teneur en fines de 40 %

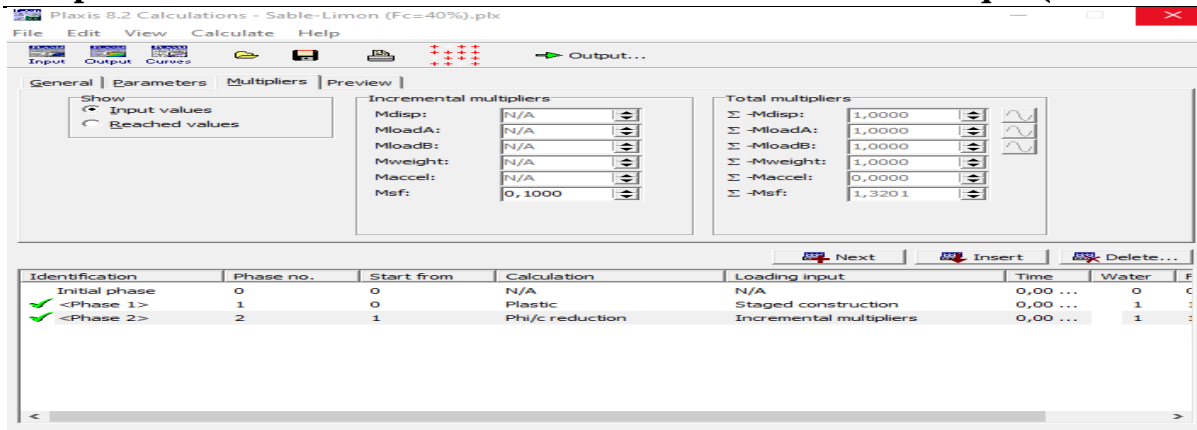


Figure 3.32 : Facteur de sécurité du sable limoneux (FC=40%)

3.4.2 La seconde combinaison intègre l'effet du séisme

Cette combinaison intègre l'effet du séisme en considérant des accélérations horizontales et verticales égales à 0,10g ; 0,20g et 0,30g accompagnée d'une phase d'analyse dynamique avec un temps de 0,05s. Avec : $g=9,80 \text{ m/s}^2$

3.4.2.1 Cas de l'accélération sismique = 0.1g

a. Maillage déformé pour 10 % des fines

La figure 3.34 ci-dessous illustre le maillage déformé du sable limoneux (FC = 10 %) soumis à une accélération de 0,1g, avec une valeur maximale enregistrée de $901,33 \times 10^{-3} \text{ m}$.

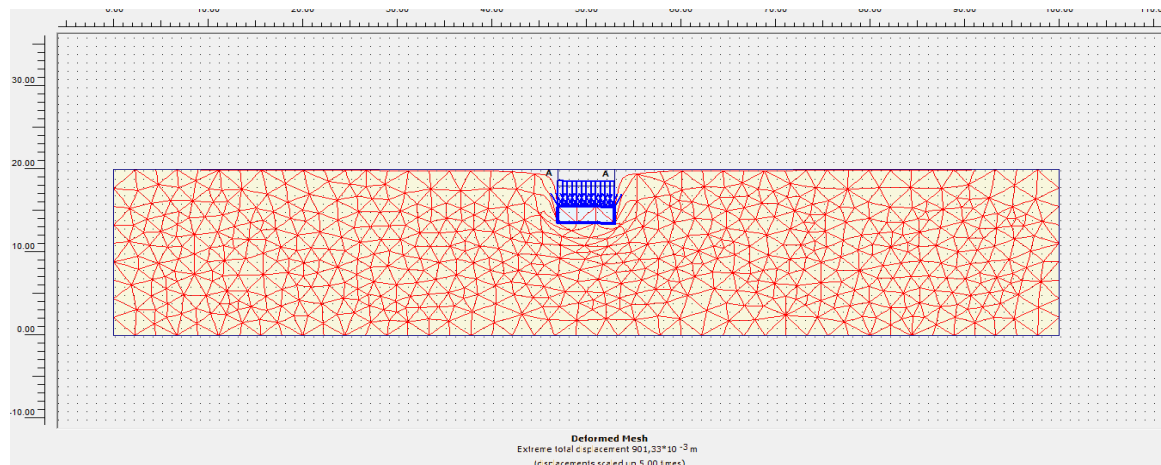


Figure 3.33 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,1

b. Déplacement total pour 10% des fines

La figure 3.35 montre les déplacements totaux du sable limoneux de pourcentages des fines (FC = 10 %) sous une accélération de 0,1g avec une valeur maximale enregistrée de $901,33 \times 10^{-3}$ m.

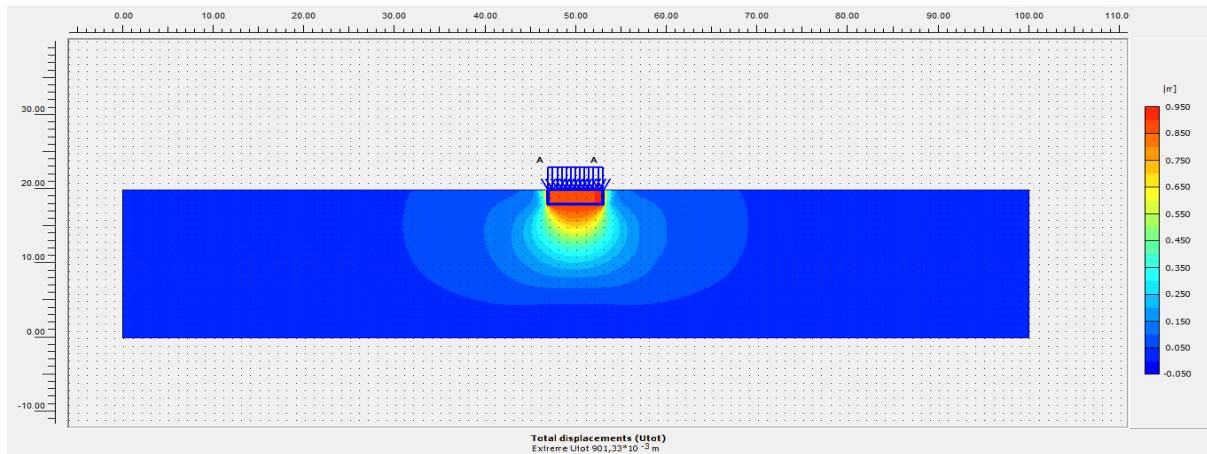


Figure 3.34 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,1g

c. Le facteur de sécurité pour 10% des fines

La figure 3.36 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,08 pour une teneur en fines de 10 % avec accélérations de 0,1g.

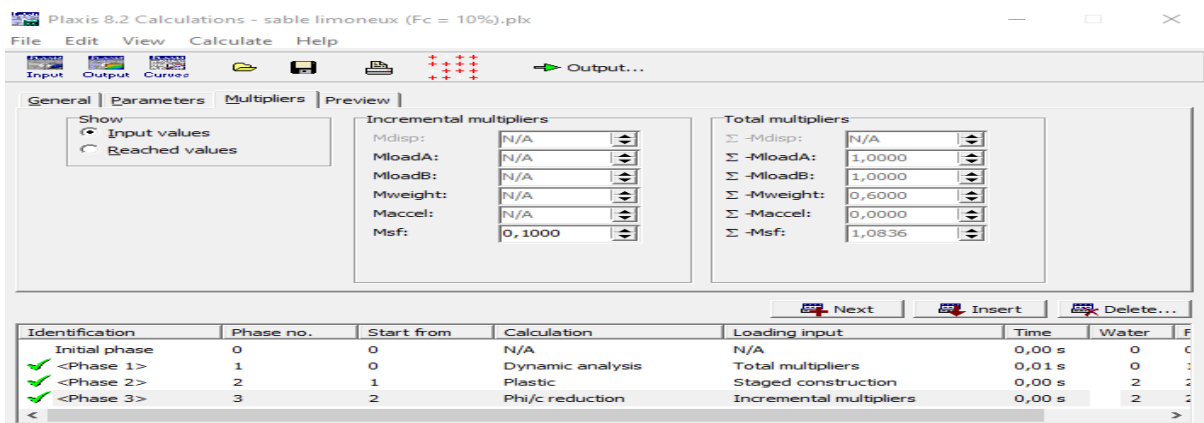


Figure 3.35 : Facteur de sécurité pour FC =10% avec accélérations de 0,1g

d. Maillage déformé pour 40% des fines

Figure 3.37 présente le maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,1g avec une valeur maximale de $856,77 \times 10^{-3}$ m

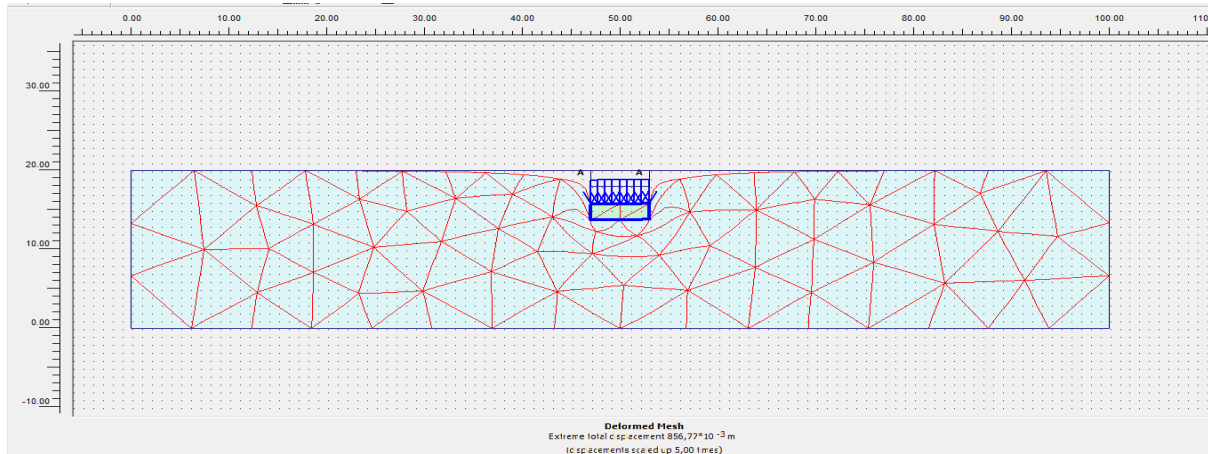


Figure 3.36 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,1g

e. Déplacement total pour 40% des fines

Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,1g présente dans la figure 3.38 ci-dessous avec une valeur maximale de $856,77 \times 10^{-3}$ m.

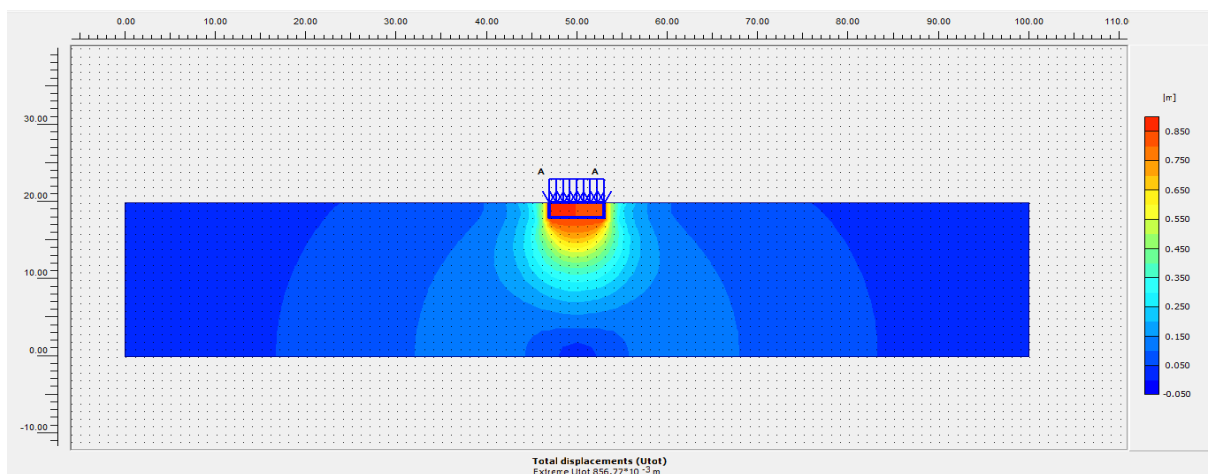


Figure 3.37 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,1g

f. Le facteur de sécurité pour 40% des fines

La figure 3.39 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,31 pour une teneur en fines de 40 % avec accélérations de 0,1g

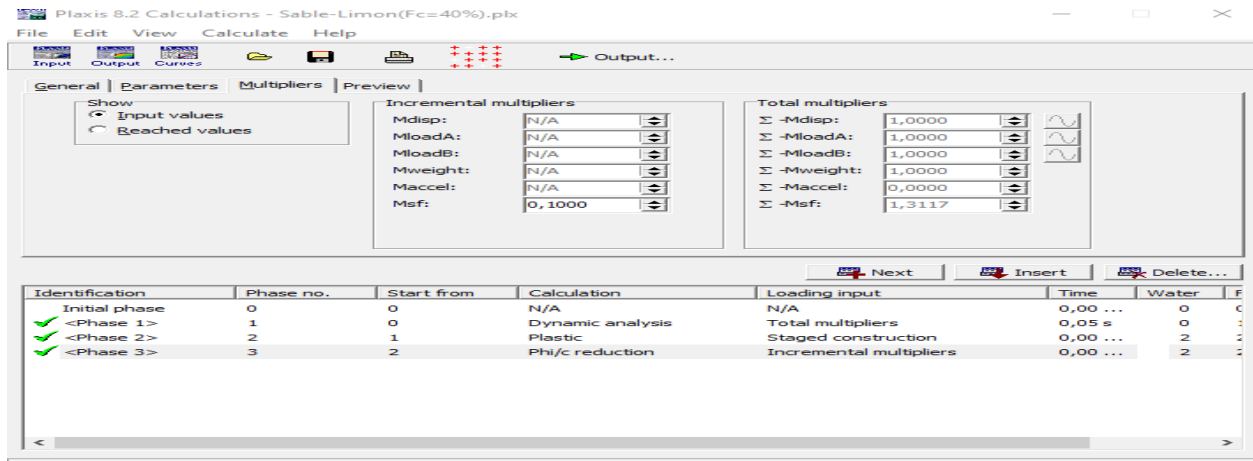


Figure 3.38 : Facteur de sécurité du sable limoneux (FC=40%) avec accélérations de 0,1g

3.4.2.2 3.5.2.2 Cas de l'accélération sismique =0.2 g

a. Maillage déformé pour 10% des fines

La Figure 3.40 montré le maillage déformé du sable limoneux pour pourcentage des fines (FC = 10%) avec accélérations de 0,2g avec une valeur de déformation $963,72 \times 10^{-3} \text{m}$

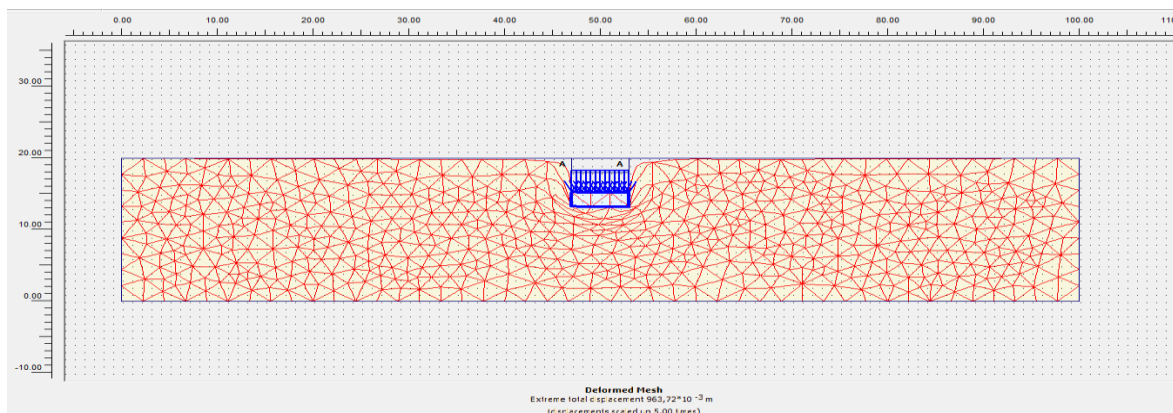


Figure 3.39 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,2g

b. Déplacement total pour 10% des fines

La figure 3.41 présenté le déplacement total du sable limoneux pour le pourcentage des fines de 10% avec accélération de 0.2g avec une valeur de déformation $963,72 \times 10^{-3} \text{m}$

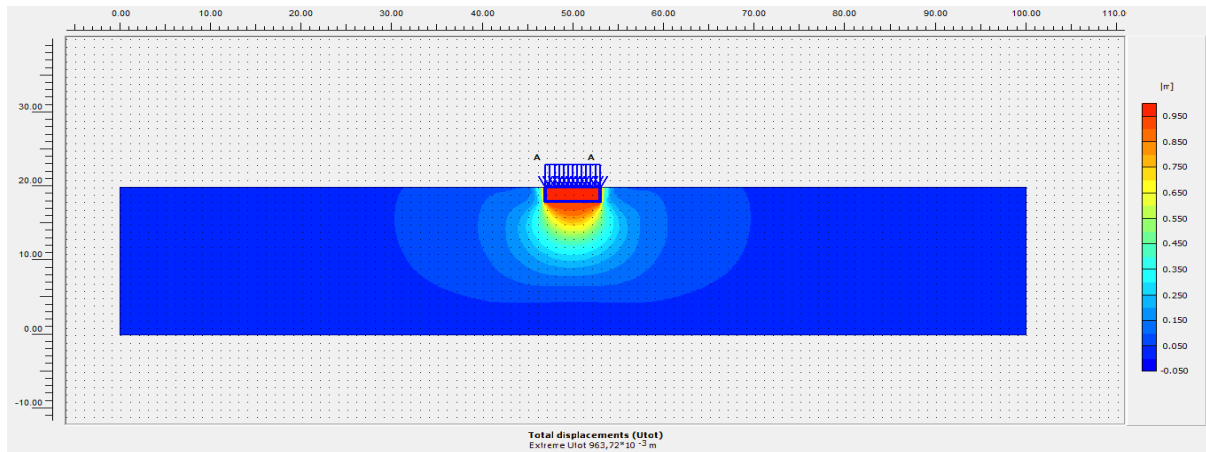


Figure 3.40 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC= 10%) avec accélérations de 0,2g

c. Le facteur de sécurité pour 10% des fines

La figure 3.42 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,05 pour une teneur en fines de 10 % avec accélérations de 0,2g.

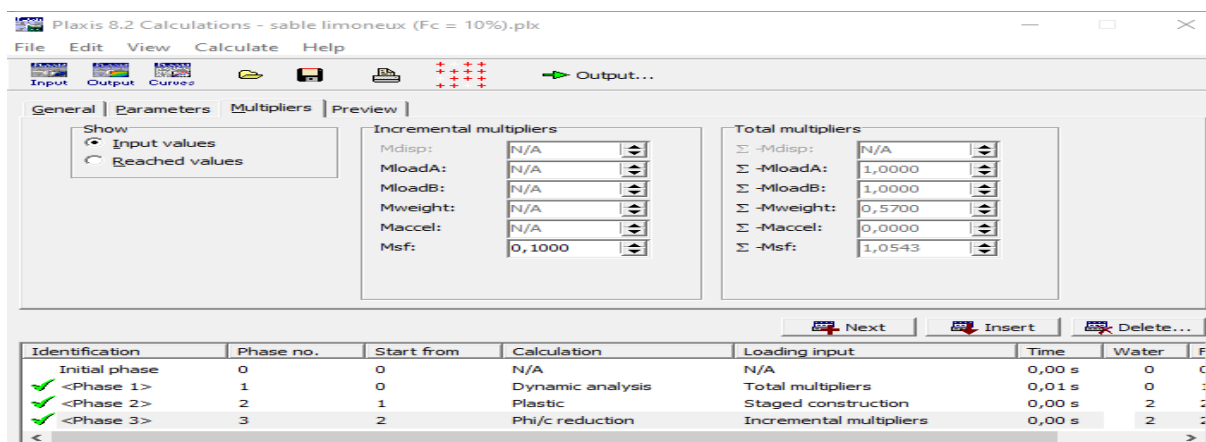


Figure 3.41 : Facteur de sécurité pour FC =10% avec accélérations de 0,2g

d. Maillage déformé pour 40% des fines

La figure 3.43 montrée le maillage déformé du sable limoneux de pourcentage des fines (FC = 40%) avec accélérations de 0,2g la valeur maximale de la déformation $858,58 \times 10^{-3} \text{m}$

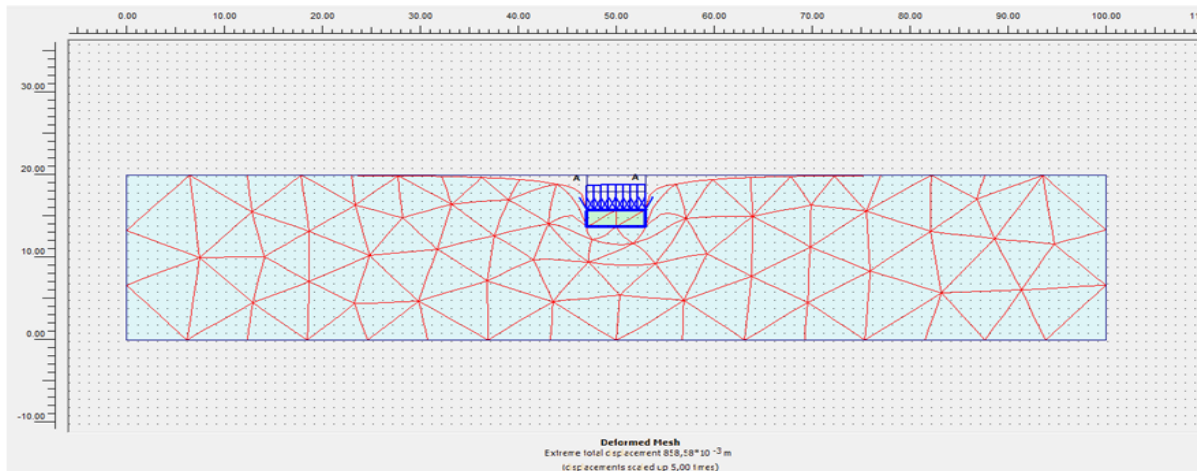


Figure 3.42 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,2g

e. Déplacement total pour 40% des fines

Déplacements totaux du Sable limoneux de pourcentages des fines (FC = 40%) avec accélérations de 0,1g présente dans la figure 3.44 ci-dessous de la valeur de déformation $858,58 \times 10^{-3} \text{m}$

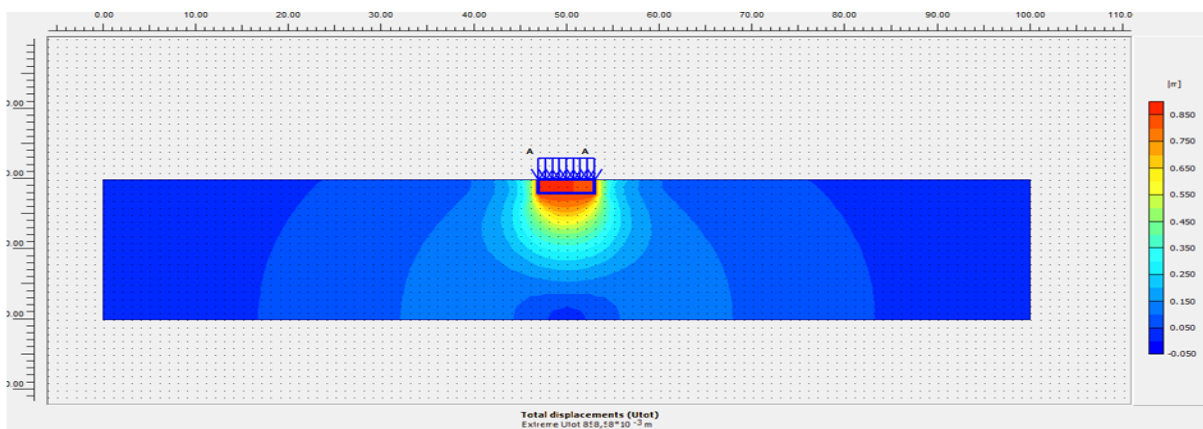


Figure 3.43 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC= 40%) avec accélérations de 0,2g

f. Le facteur de sécurité pour 40% des fines

La figure 3.45 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,29 pour une teneur en fines de 40 % avec accélérations de 0,2g.

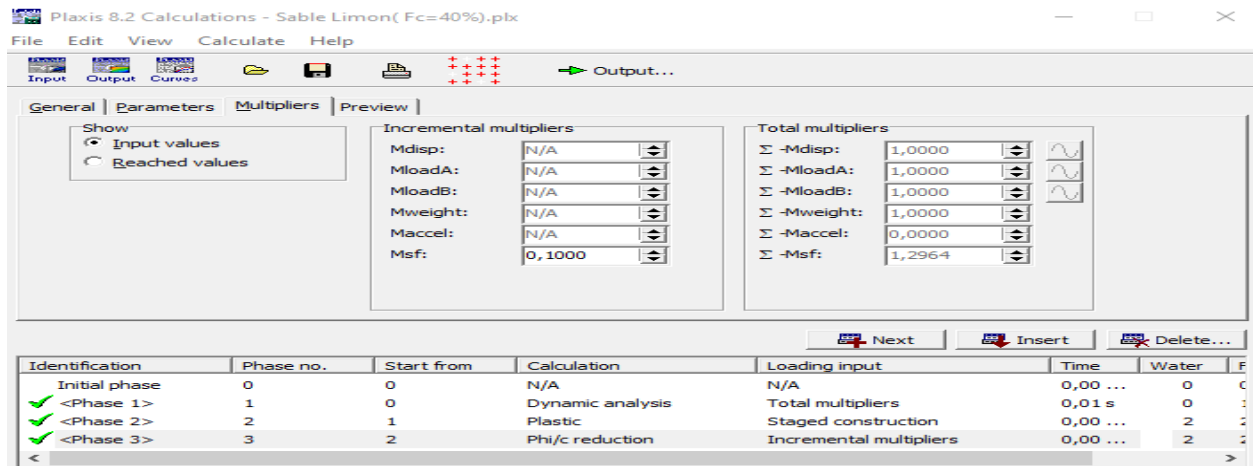


Figure 3.44 : Facteur de sécurité pour FC =40% avec accélérations de 0,2g

3.4.2.3 3.5.2. 3 Cas de l'accélération sismique =0.3g

a. Maillage déformé pour 10% des fines

La figure 3.46 montrée le maillage déformé du sable limoneux de pourcentages des fines (FC = 10%) avec accélérations de 0,3g avec une valeur de déformation 1,02 m.

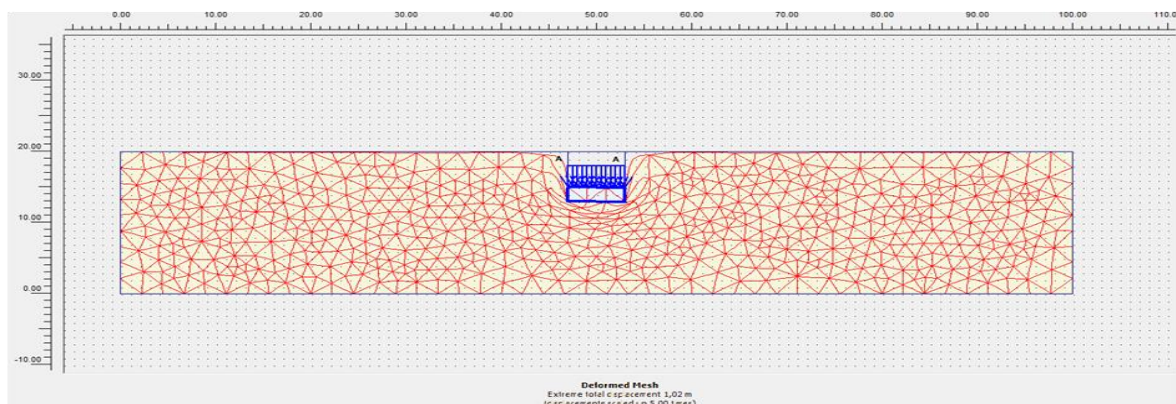


Figure 3.45 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,3g

b. Déplacement total pour 10% des fines

Figure 3.47 montrée le déplacement totaux du Sable limoneux de pourcentages des fines (FC = 10%) avec accélérations de 0,3g avec un déplacement d'un valeur de 1,02 m

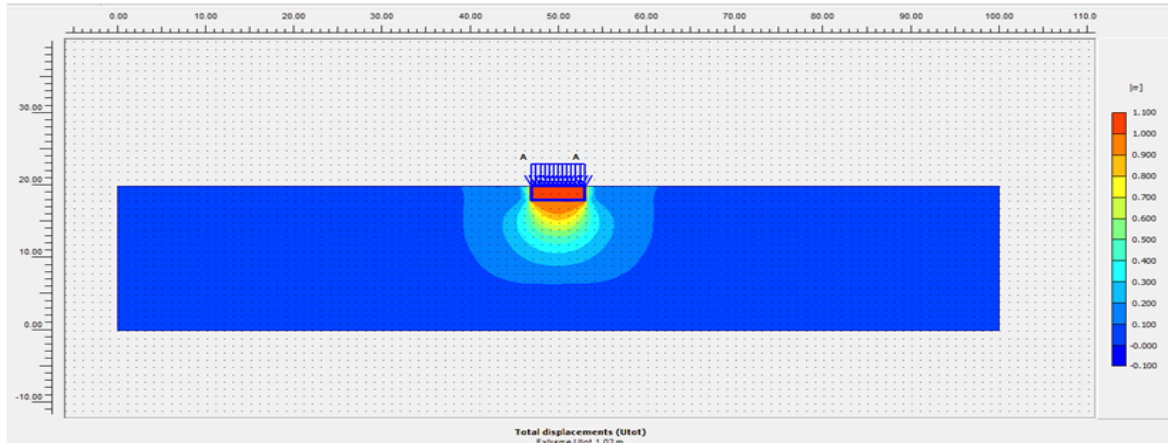


Figure 3.46 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%) avec accélérations de 0,3g

c. Le facteur de sécurité pour 10% des fines

La figure 3.48 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,02 pour une teneur en fines de 10 % avec accélérations de 0,3g

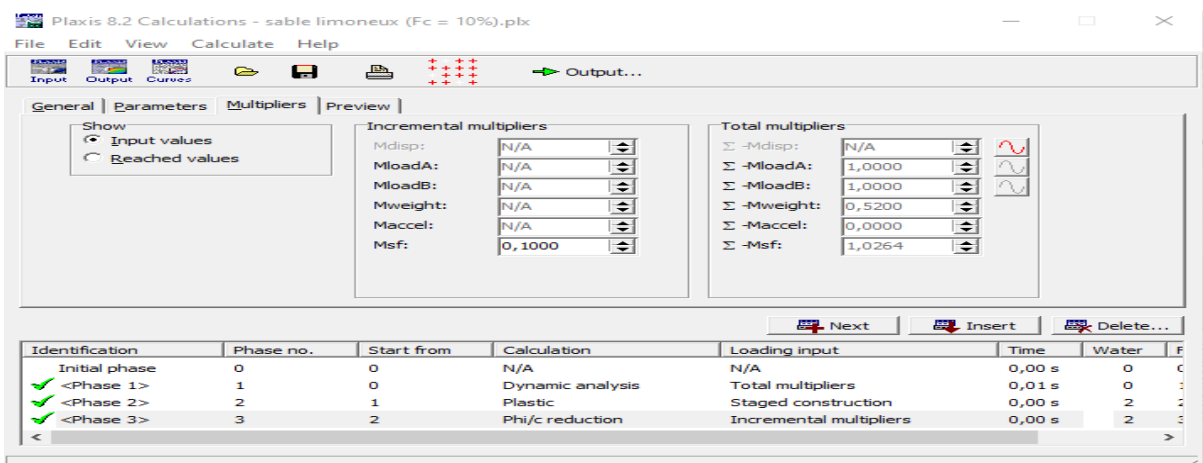


Figure 3.47 : Facteur de sécurité pour FC =10% avec accélérations de 0,3g

d. Maillage déformé pour 40% des fines

La figure 3.49 ci-dessous illustre le maillage déformé du sable limoneux de pourcentages des fines (FC =40 %) soumis à une accélération de 0,3g, avec une valeur de déformation $865,35 \times 10^{-3}$ m.

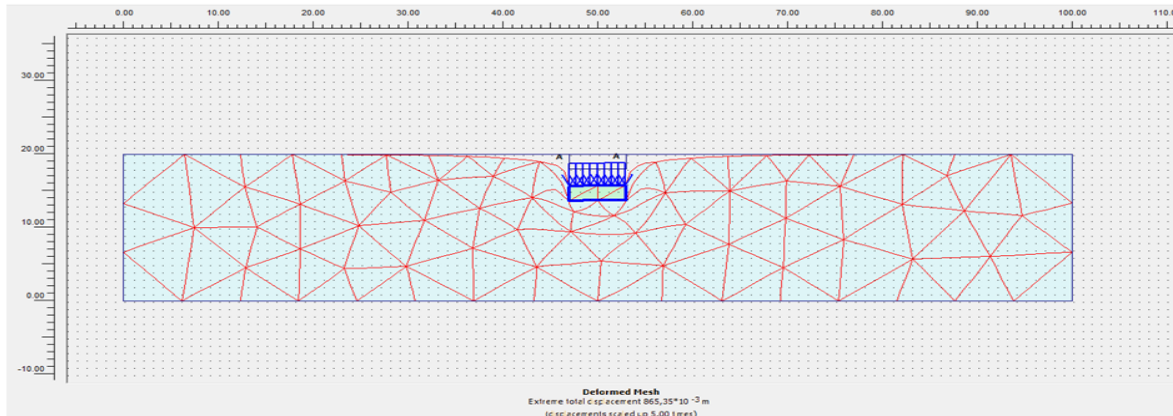


Figure 3.48 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,3g

e. Déplacement total pour 40% des fines

Figure 3.50 montré le déplacement total du Sable limoneux de pourcentages des fines (FC = 40%) avec accélérations de 0,3 g avec un déplacement de $865,35 \times 10^{-3}$ m.

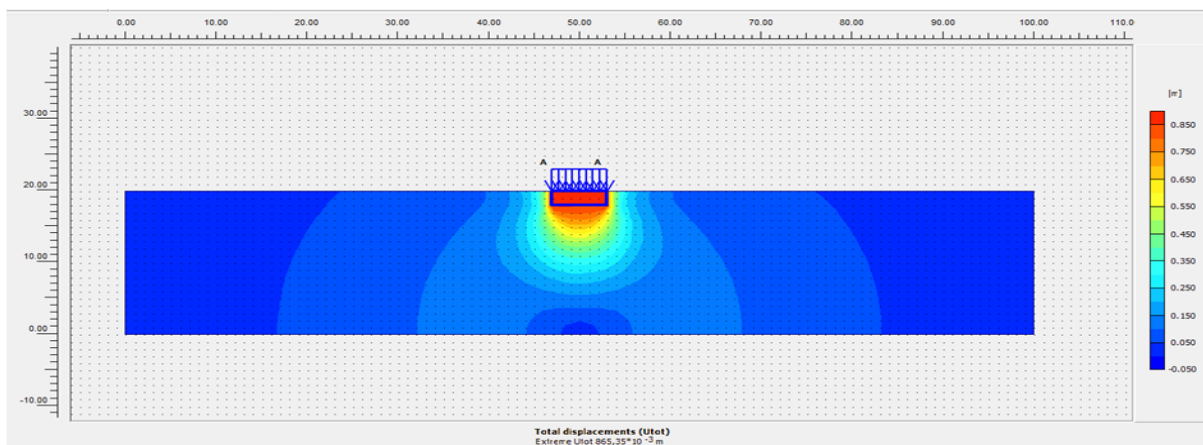


Figure 3.49 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) avec accélérations de 0,3g

f. Le facteur de sécurité pour 40% des fines

La figure 3.51 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,25 pour une teneur en fines de 40 % avec accélérations de 0,3g

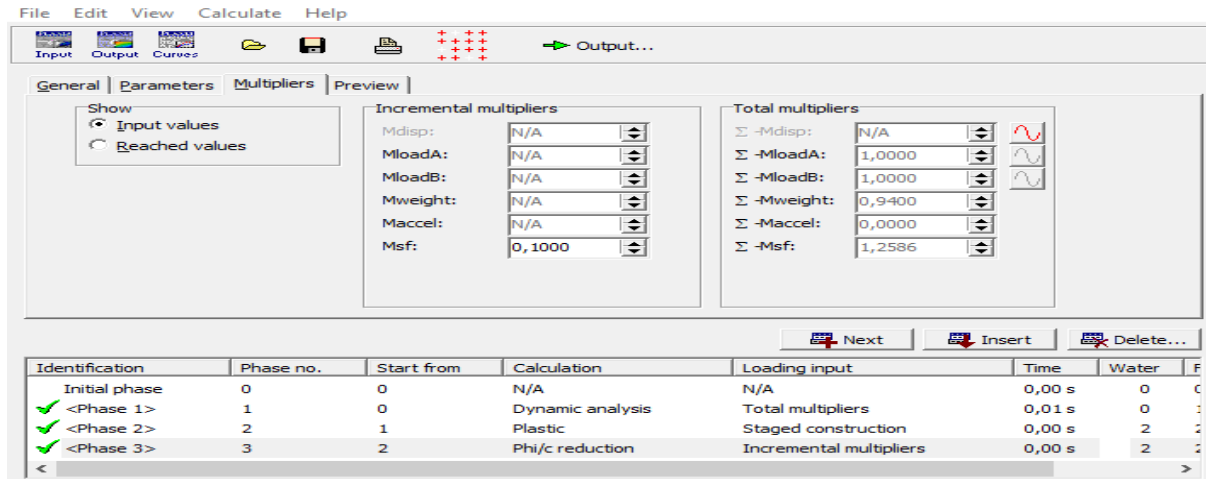


Figure 3.50 : Facteur de sécurité du sable limoneux (FC=40%) avec accélérations de 0,3g

3.4.3 La troisième combinaison modification de l'angle de frottement φ

Cette combinaison correspond à une modification de l'angle de frottement, avec des valeurs de 25° et 30°.

3.4.3.1 3.5.3.1. Pour un angle de frottement de 25°

a. Maillage déformé pour 10% des fines

La figure 3.52 illustre le maillage déformé de sable limoneux contenant 10 % de fines (FC = 10 %), caractérisé par un angle de frottement $\varphi = 25^\circ$ et une déformation maximale de $481,76 \times 10^{-3}$ m.

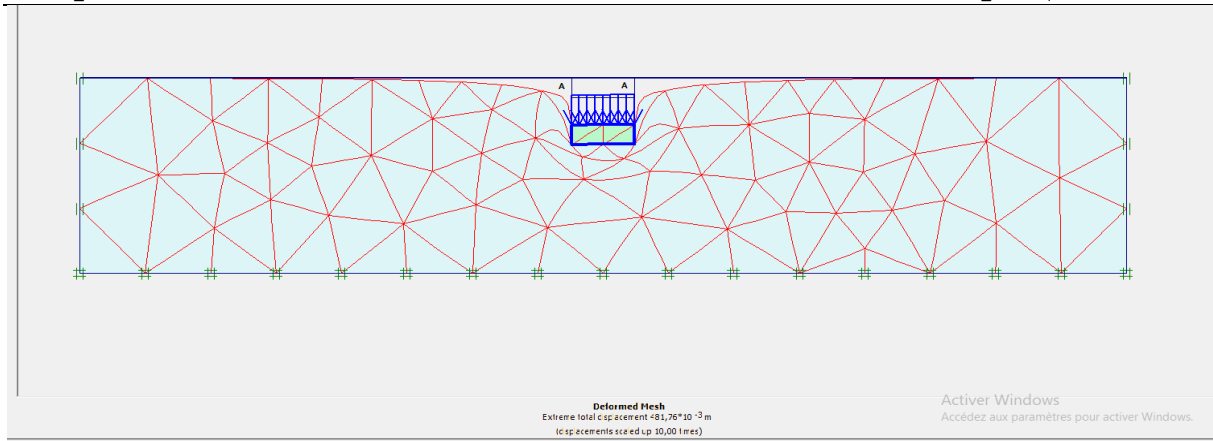


Figure 3.51 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) de $\phi=25^\circ$

b. Déplacement total pour 10% des fines

La figure 3.53 illustre déplacement total de sable limoneux contenant 10 % de fines (FC = 10 %), caractérisé par un angle de frottement $\phi = 25^\circ$ et une déformation maximale de $481,76 \times 10^{-3}$ m.

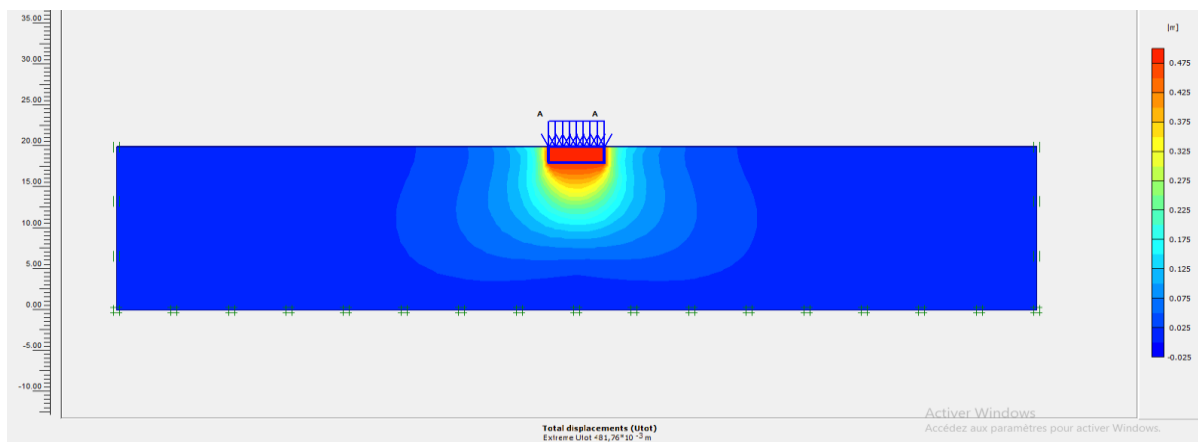


Figure 3.52 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%) de $\phi=25^\circ$

c. Le facteur de sécurité pour 10% des fines

La figure 3.54 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,59 pour une teneur en fines de 10 % pour l'angle de frottement $\phi = 25^\circ$

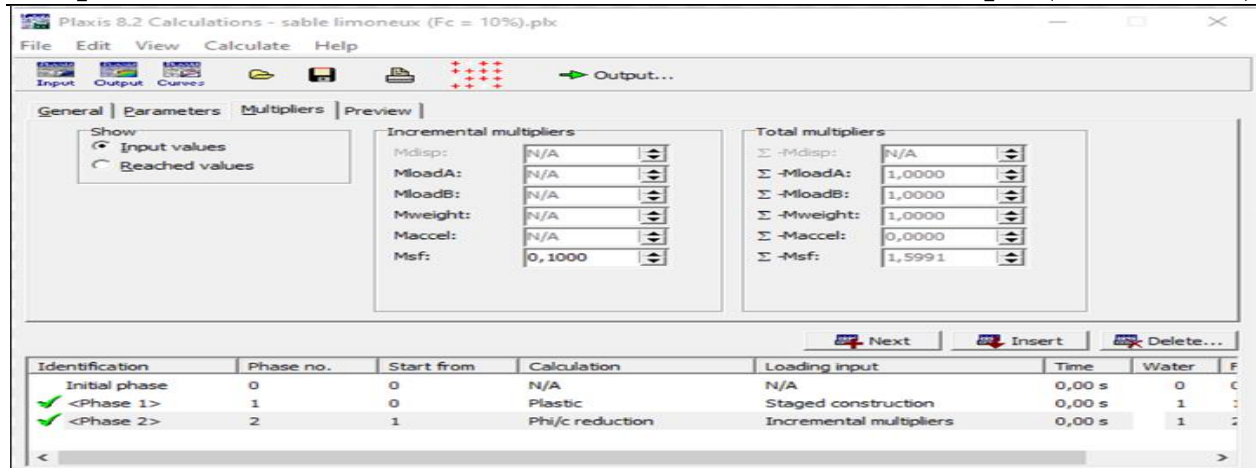


Figure 3.53 : Facteur de sécurité pour FC =10% de $\phi=25^\circ$

d. Maillage déformé pour 40% des fines

La figure 3.55 présente le maillage déformé d'un sol sableux-limoneux avec une teneur en fines de 40 % (FC = 40 %), soumis à un angle de frottement interne $\phi = 25^\circ$, et affichant une déformation de $552,51 \times 10^{-3}$ m.

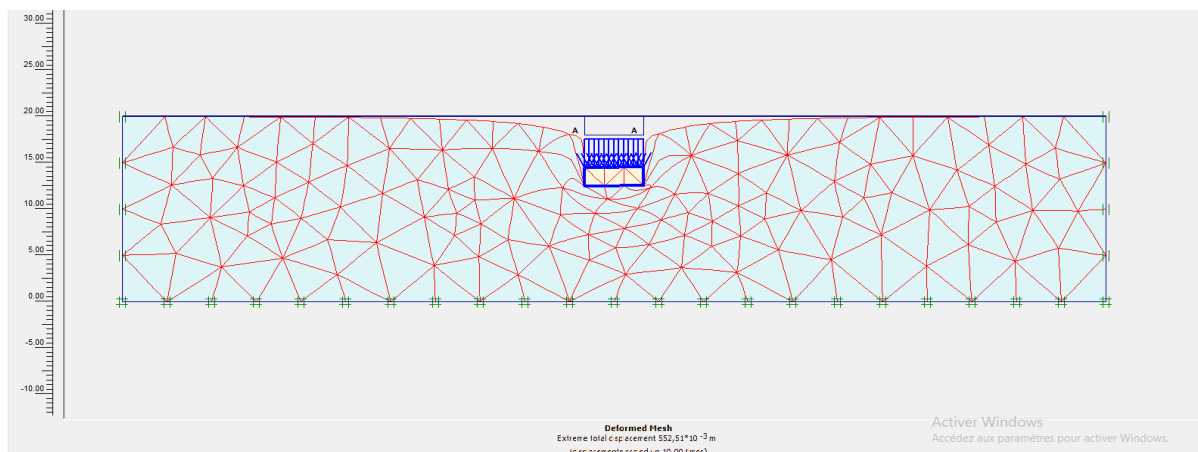


Figure 3.54 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) de $\phi=25^\circ$

e. Déplacement total pour 40% des fines

La figure 3.56 montre le déplacement observé dans un sable limoneux à 40 % de fines, associé à un angle de frottement de 25° et à une déformation maximale de $552,51 \times 10^{-3}$ m.

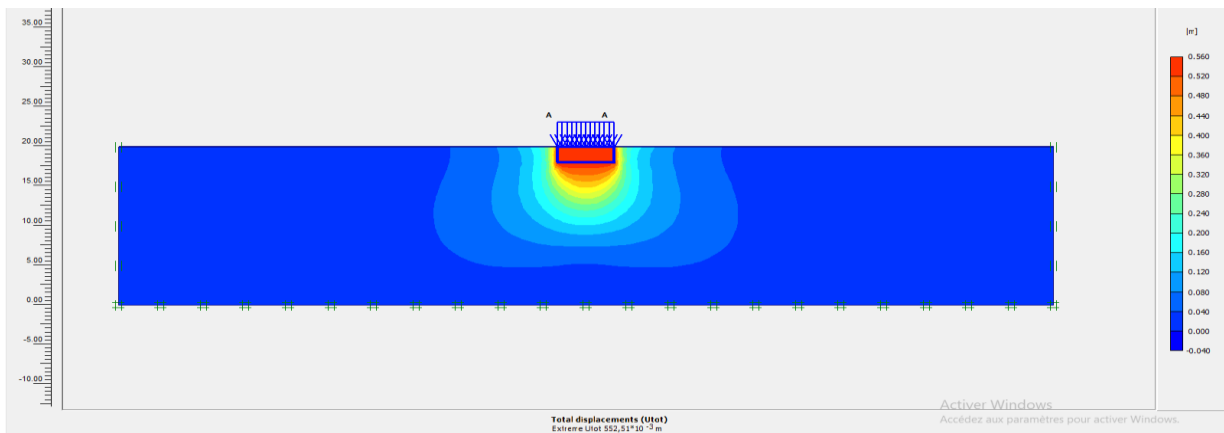


Figure 3.55 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) de $\phi=25$

f. Le facteur de sécurité pour 40% des fines

La figure 3.57 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,71 pour une teneur en fines de 40 % pour l'angle de frottement $\phi = 25^\circ$.

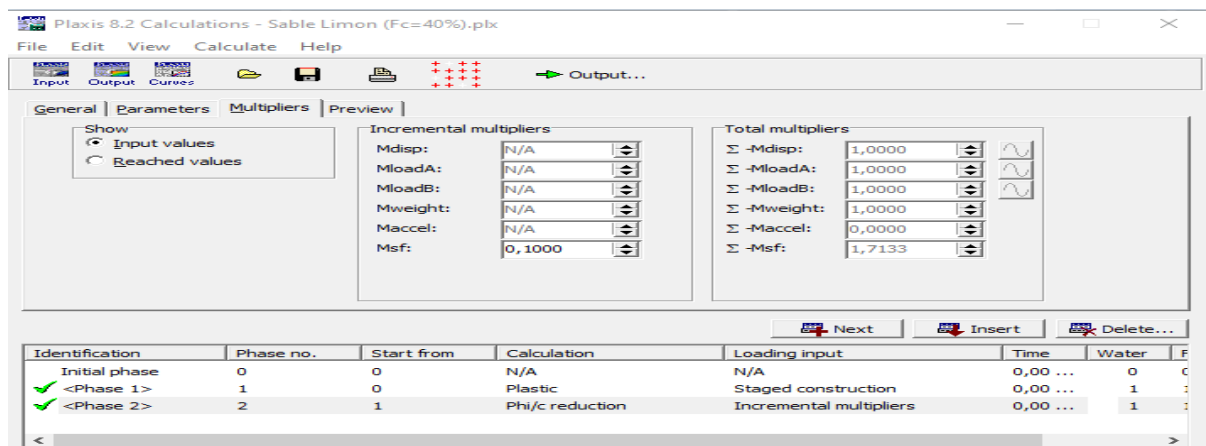


Figure 3.56 : Facteur de sécurité pour FC =40% de $\phi=25$

3.4.3.2 Pour un angle de frottement de 30°

a. Maillage déformé pour 10% des fines

La figure 3.58 montre la déformation du maillage d'un sable limoneux à 10 % de fines, caractérisé par un angle de frottement de 30° avec un déplacement de $435,19 \times 10^{-3}$ m

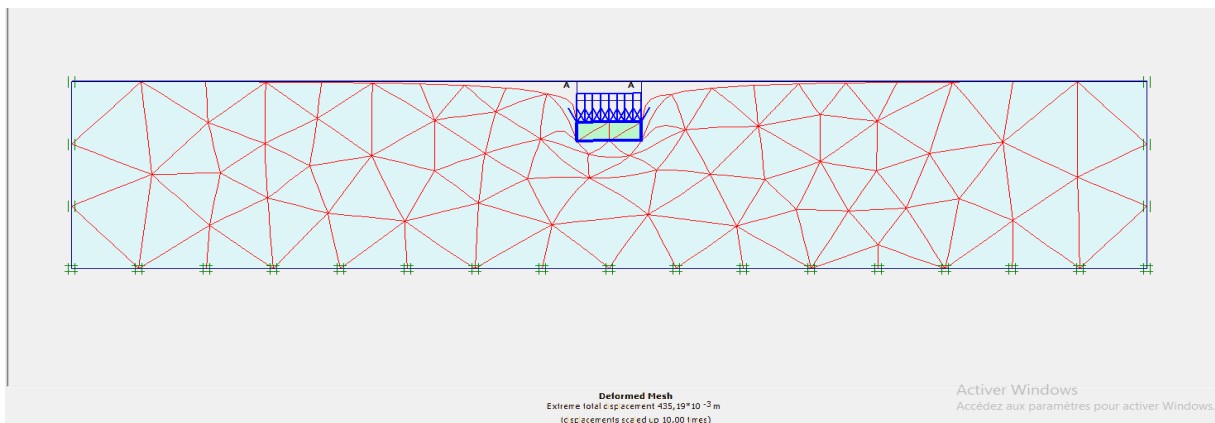


Figure 3.57 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 10%) de $\phi=30^\circ$

b. Déplacement total pour 10% des fines

La figure 3.59 illustre les déplacements totaux enregistrés dans un sable limoneux comportant 10 % de fines (FC = 10 %), avec un angle de frottement interne $\phi = 30$ avec un déplacement de $435,19 \times 10^{-3}$ m

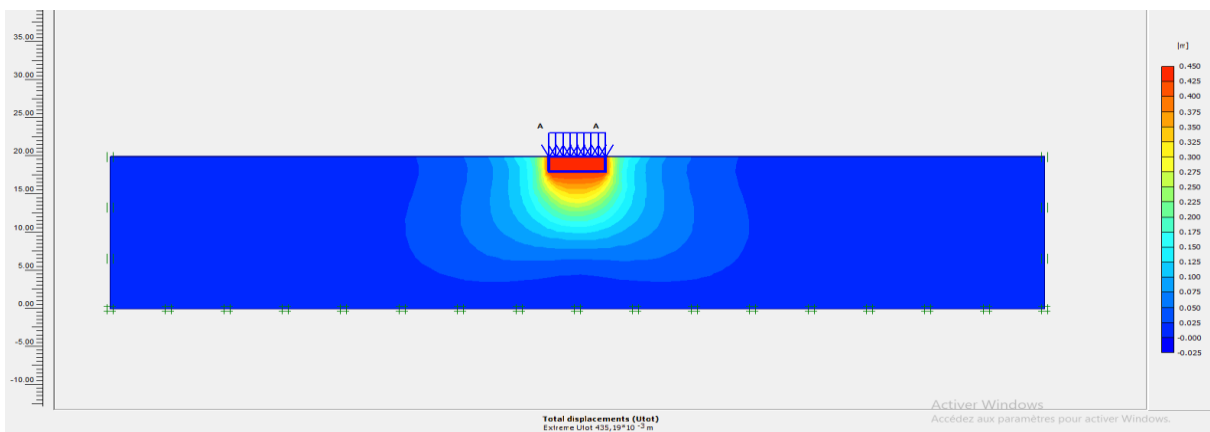


Figure 3.58 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 10%) de $\phi=30^\circ$

c. Le facteur de sécurité pour 10% des fines

La figure 3.60 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 1,96 pour une teneur en fines de 10 % pour l'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$.

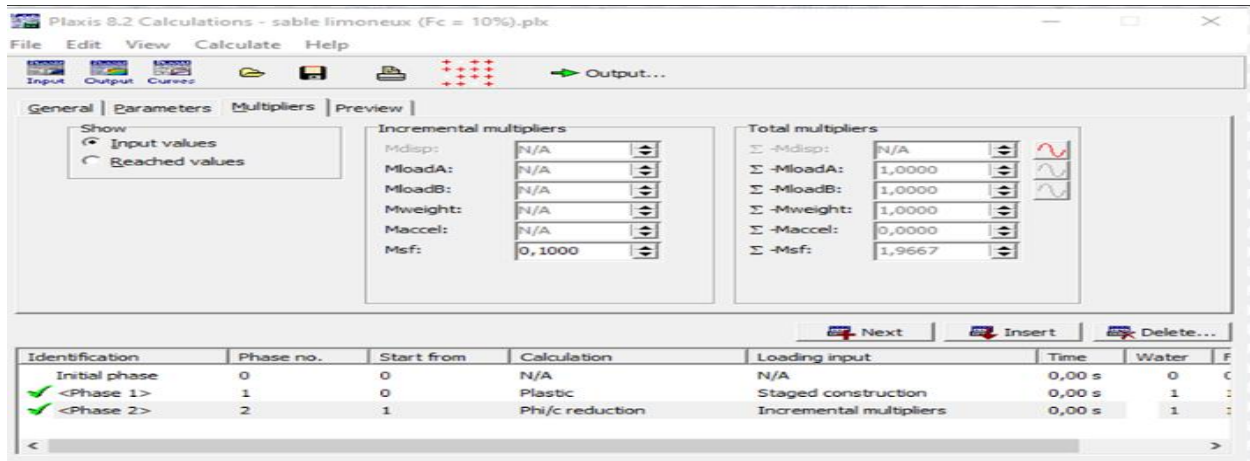


Figure 3.59 : Facteur de sécurité pour FC =10% de $\varphi=30^\circ$

d. Maillage déformé pour 40% des fines

La figure 3.61 montre la déformation du maillage d'un sable limoneux à 40 % de fines, caractérisé par un angle de frottement de 30° avec un déplacement de $500,84 \times 10^{-3}$ m.

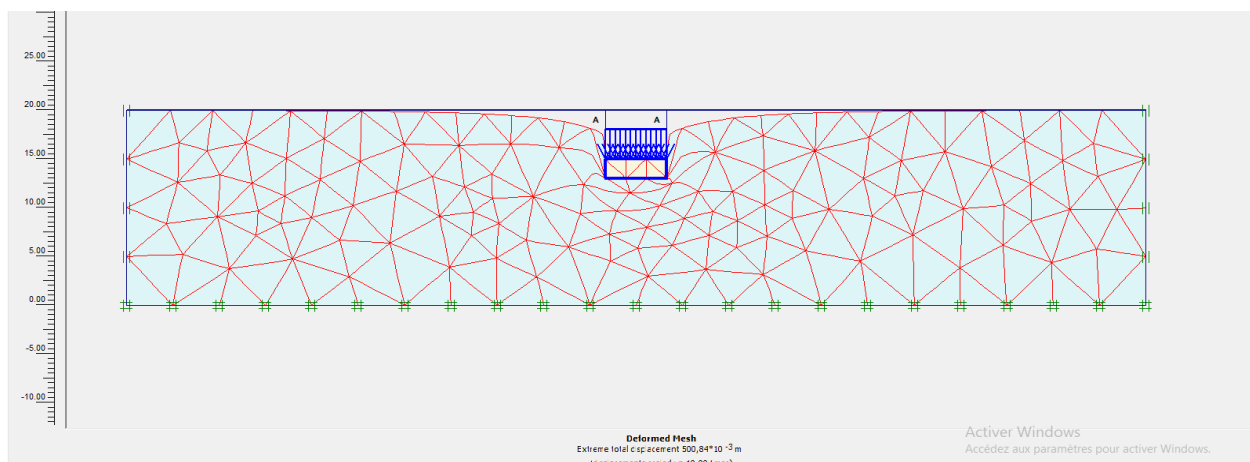


Figure 3.60 : Maillage déformé du sable limoneux (FC = 40%) de $\varphi=30^\circ$

e. Déplacement total pour 40% des fines

La figure 3.62 illustre les déplacements totaux enregistrés dans un sable limoneux comportant 10 % de fines (FC = 40 %), avec un angle de frottement interne $\phi = 30$ avec un déplacement de $500,51 \times 10^{-3}$ m

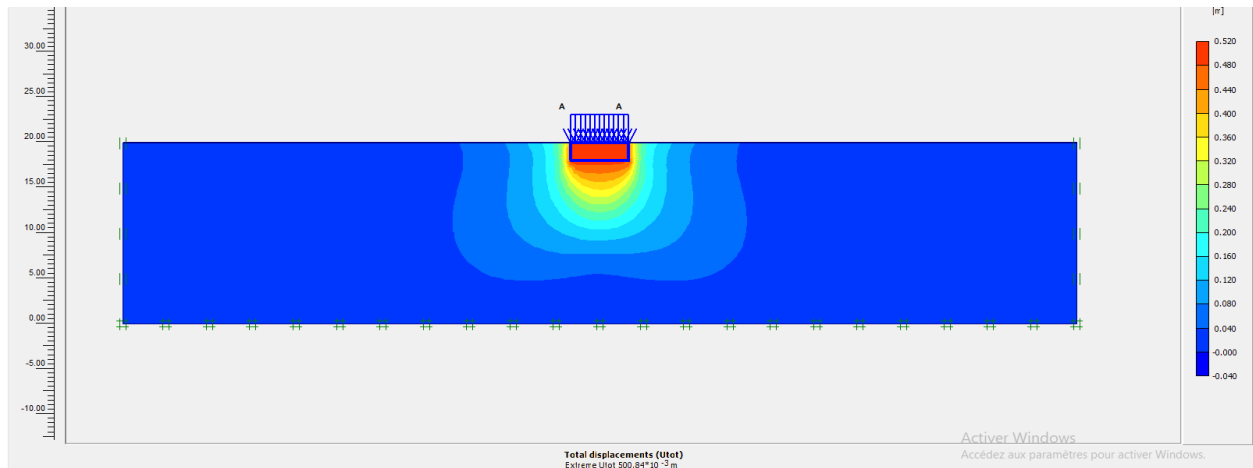


Figure 3.61 : Déplacements totaux du Sable limoneux (FC = 40%) de $\phi=30^\circ$

f. Le facteur de sécurité pour 40% des fines

La figure 3.63 présente une valeur du facteur de sécurité égale à 2,00 pour une teneur en fines de 40 % pour l'angle de frottement $\phi = 30^\circ$.

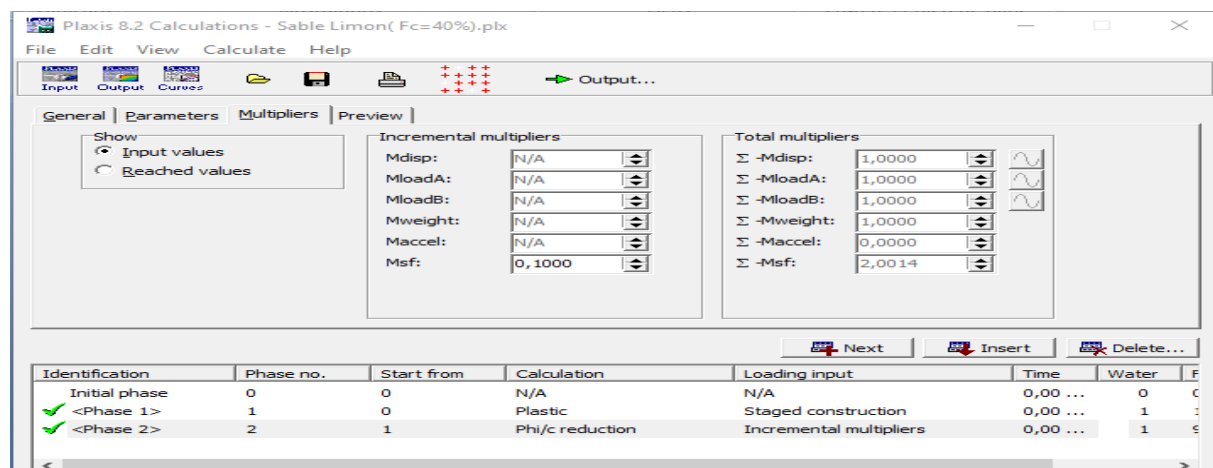


Figure 3.62 : Facteur de sécurité pour FC=40% de $\phi=30$

3.5 Interprétation des résultats :

Selon le RPA 2024 recommande un facteur de sécurité $\geq 1,25$ pour considérer un sol comme résistant à la liquéfaction.

3.5.1 Synthèse des résultats :

Les tableaux suivants présentent une synthèse des résultats obtenus à partir de la modélisation numérique des paramètres de liquéfaction pour deux teneurs différentes en fines (FC).

Tableau 3.14 : Synthèse des résultats obtenus pour pourcentages des fins FC=10%

Pourcentages des fines	FC=10%					
Déformation (m)	Sans effet sismique	Avec accélération			Modification de φ	
	$523,385 \times 10^{-3}$	0,1g	0,2g	0,3g	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$
		$901,33 \times 10^{-3}$	$963,72 \times 10^{-3}$	1,02	$481,76 \times 10^{-3}$	$435,19 \times 10^{-3}$
Facteur de sécurité	1.20	1,08	1,05	1,02	1,59	1,96

Tableau 3.15 : Synthèse des résultats obtenus pour pourcentages des fins FC=40%

Pourcentages des fines	FC=40%					
Déformation (m)	Sans effet sismique	Avec accélération			Modification de φ	
	$652,98 \times 10^{-3}$	0,1g	0,2g	0,3g	$\varphi=25^\circ$	$\varphi=30^\circ$
		856,77 $\times 10^{-3}$	858,58 $\times 10^{-3}$	865,35 $\times 10^{-3}$	552,51 $\times 10^{-3}$	500,84 $\times 10^{-3}$
Facteur de sécurité	1.32	1,31	1,29	1,25	1,71	2,00

3.5.2 Influence de la teneur en fines (FC)

Les résultats montrent que la teneur en fines a un impact significatif sur le comportement du sol face à la liquéfaction :

- Pour FC = 10 % les facteurs de sécurité sont inférieurs à 1,25 pour 0,1g d'accélération ce qui indique un risque élevé de liquéfaction.
- Pour FC = 40 %, les facteurs de sécurité restent globalement supérieurs à 1,25 même en cas de séisme traduisant une meilleure résistance du sol à la liquéfaction.

Une augmentation de la teneur en fines améliore généralement la stabilité du sol face à la liquéfaction, ce qui confirme les résultats observés dans les tableaux précédant.

3.5.3 Influence de l'accélération sismique

L'accélération sismique a un impact direct sur la stabilité :

- Pour FC = 10 % : le FS diminue avec l'augmentation de l'accélération, à 0,3g le FS est inférieur au seuil critique ($1,02 < 1,25$) indiquant un risque de liquéfaction élevé.

Plus l'accélération sismique est forte, plus le risque de liquéfaction augmente.

3.5.4 Influence de l'angle de frottement (φ)

L'augmentation de l'angle de frottement de 25° à 30° entraîne une hausse notable du facteur de sécurité :

- Pour FC = 10 % : de 1,59 à 1,96
- Pour FC = 40 % : de 1,71 à 2,00

Cela confirme que l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol peut réduire le risque de liquéfaction indépendamment de la teneur en fines.

3.6 Conclusion

Les résultats obtenus à partir des modélisations avec PLAXIS 2D ont permis de mieux comprendre le comportement d'un sol sable-limoneux face à la liquéfaction, plusieurs paramètres influencent cette réponse en particulier la teneur en fines (FC), l'accélération sismique et l'angle de frottement interne (φ).

Les résultats de la modélisation montrent que lorsque le sol contient 10 % de particules fines, il se déforme beaucoup sous l'effet des accélérations sismiques et le facteur de sécurité devient faible, atteignant une valeur critique de 1,02 cela signifie que le sol est très sensible à la liquéfaction. Par contre avec 40 % de fines, les déformations changent peu, même si l'accélération du séisme augmente.

En plus, lorsque l'angle de frottement du sol augmente de 25° ; 30° la stabilité s'améliore nettement, peu importe la quantité de fines. Ces résultats montrent clairement que la composition du sol et ses propriétés mécaniques ont une grande influence sur sa résistance à la liquéfaction.

Cette étude aide à mieux comprendre les éléments qui jouent un rôle dans la stabilité des sols en cas de séisme et à guider les décisions techniques pour construire des fondations solides et conformes aux règles de sécurité sismique

Conclusion générale

La liquéfaction des sols est un phénomène géotechnique qui se produit lorsque, sous l'effet d'un séisme, un sol saturé en eau perd brusquement sa résistance et son comportement solide, devenant temporairement fluide. Ce processus peut entraîner des affaissements, des glissements ou des effondrements d'ouvrages, causant ainsi des dégâts importants aux infrastructures.

L'évaluation du potentiel de liquéfaction repose sur plusieurs approches, les méthodes empiriques comme les essais SPT (Standard Pénétration Test), CPT (Cône Pénétration Test) ou la mesure de la vitesse des ondes de cisaillement (V_s) permettent d'estimer la résistance à la liquéfaction à partir de données in situ. D'un autre côté, les méthodes analytiques, telles que celle proposée par Seed et Idriss, comparent la contrainte de cisaillement induite par le séisme à la résistance cyclique du sol.

Enfin, les méthodes numériques permettent une modélisation plus complète du comportement du sol sous chargement dynamique, en intégrant des paramètres complexes. Parmi les principaux facteurs influençant la liquéfaction, on retrouve la teneur en fines, la densité relative du sol, l'angle de frottement, le taux de saturation

Ce mémoire s'est concentré sur la modélisation numérique de la liquéfaction à l'aide du logiciel Plaxis 2D. Cette modélisation a permis d'analyser l'influence de plusieurs paramètres clés : la teneur en fines, l'accélération sismique et l'angle de frottement du sol. Les résultats montrent clairement que les sols sableux avec une faible teneur en fines présentent une plus grande sensibilité à la liquéfaction alors qu'une teneur plus élevée en particules fines et un angle de frottement plus important améliorent considérablement la stabilité du sol.

Cette étude confirme l'importance de prendre en compte les caractéristiques géotechniques des sols dans la conception des ouvrages en zones sismiques. La modélisation numérique se révèle être un outil efficace pour anticiper les comportements du sol et orienter les choix techniques afin de garantir la sécurité des structure

Référence bibliographique

1. Chenini khadidje (2021), 'Etude de sensibilité a la liquéfaction des sols à proximité de la plage d'aizeb située à l'est de la ville de Mostaganem', mémoire de fin d'études de Master, Université Yahia Fares ,Medea .
2. Lily Hulatt , 2024, 'Phénomène de liquéfaction des sols' , 'Studysmarter '
3. Bendaoudi Latifa, Miloud Abid Sid Ahmed, (2021), 'Comparaison entre les méthodes de détermination du potentiel de liquéfaction ' mémoire de fin d'études de Master, Université Abou Bakrbelkaid , Tlemcen.
4. Bensoula Mohamed, (2015) 'Modélisations numérique du comportement a la liquéfaction des sols hétérogènes', thèse de doctorat, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem.
5. Wojciech T. Sołowski,' Material Point Method' Aalto University, Department of Civil Engineering, School of Engineering, Aalto University P.O. Box 11000 (Otakaari 1B), FI-00076 AALTO, Finland.
6. Martin Berzins, University of Utah, Scientific Computing and Imaging Institute, University of Utah, Salt Lake City, UT 84112 USA
7. Zhao Cheng, Michael Jefferies, 'Mise en œuvre et vérification du modèle NorSand dans le cadre général 3D' Géo-Congrès 2020 Génie parasismique géotechnique et sujets spéciaux.
8. Reece.F, Sanjana.R, Nalini.R, Jasim.M , (2017) 'Analysis of Soil Liquefaction using Numerical Modeling' International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET).
9. Ayad Fatima, (2014), "Analyse fiabiliste du potentiel de liquéfaction des sol», thèse de doctorat, Université Abou bakrBelkaid, Tlemcen.
10. Mohamed KHIATINE, Ramdane BAHAR, PH, 'Evaluations du potentielle de liquéfactions de la plaine alluviale de Béjaia au nord-est de l'Algérie ' Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Champs-sur-Marne 2018.
11. Yedjour Khaled, (2012), 'Modélisations numérique de la liquéfaction des sols sableux 'thèse de Magister, Université Mohamed Khider, Biskra.

12. EDMulyadi^{1,2,*}, Y Lastiasih² and A J Lil¹ ¹ Department of Civil and Construction Engineering, National Taiwan University of Science and Technology, No.43, Keelung Road, Sec.4, Da'an District, Taipei City 10607, Taiwan. ² Department of Civil Engineering, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Campus ITS Keputih, Sukolilo, Surabaya 60111, Indonesia , Journal of Physics: Conference Series.
13. Toloza Patricio , (2018) , 'Liquefaction Modelling using the PM4SandConstitutive ModelinPLAXIS2D' the degree of Master of Science , Delft University of Technology.
14. Senous Abdelkrim, (2021), 'Etude géostatistique de la liquéfaction du sol (Aéroport d'Alger)' mémoire de fin d'études de Master, Université Abou Bakrbelkaid, Tlemcen.
15. Chemlal Mohammed et Yahiaoui Hcene , (2020), 'étude de la liquéfaction des sols à partir des données de l'essai C.P.T' ' mémoire de fin d'études de Master, Université Abou Bakrbelkaid, Tlemcen.
16. Benahchilif souad , (2016)"Assessing of liquefaction in Boumerde (Algeria) using Reliability analysis", geomatejournal.
17. Mekerbi Mohamed, Ismail Benderrahmane, (2009), 'Liquéfactions des sols' université houari Boumediene.
18. Touaiti Khadidja, Dif Fethallah , (2019), 'Etude déterministe et probabiliste du potentiel de liquéfaction des sols' mémoire de fin d'études de Master, Université Abou Bakrbelkaid, Tlemcen.
19. S. Bhattacharya, K. Tokimatsu, K.Goda R. Sarkar and M. Shadlou and M. Rouholamin , 'Collapse of Showa Bridge during 1964 Niigata Earthquake: A reappraisal on the failure mechanisms', Tokyo Institute of Technology, Japan.
20. Boukarta Hadjer , Moulay, Ismahane , (2021) , 'Evaluation du risque de liquéfaction d'un sol traité par colonnes ballastées sur le site du port d'Alger (Mole D'El-Hadjar)' mémoire de fin d'études de Master , Université Yahia Farés , Médéa.
21. Rababe Nadir, (2024), 'La liquéfaction des sols : Guide complet pour maîtriser les risques sismiques (géotechnique, séismes, évaluation, prévention)'.
22. H. B. Seed et I. M. Idriss, «A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", publié en 1970.

23. Boufedeché Hocine, (2018), 'Evaluation du potentiel de liquéfaction par des méthodes approchées ' projet de fin d'études de Master, Université de Jijel.
24. Matthias Möller, Delft University of Technology, Delft University of Technology, Department of Applied Mathematics, Van MourikBroekmanweg 6, 2628 XE Delft, The Netherlands.
25. Boukhelifa Mohamed , Serbah Youcef , GHALEM Tahar , (2016), 'Evaluations de potentiel de la liquéfactions du sol : cas d'un silo de sucre a béjaia ' Mémoire de fin d'étude de Master , Université de Dr Yahia FARES , MEDEA.
26. Ronald D. Andrus, Kenneth H. Stokoe II, et C. HseinJuang , ' Guide for Shear-Wave-Based Liquefaction Potential Evaluation' Earthquake Spectra, 2004 .
27. Arar Chettah , (2017) , 'Interaction sol-fondation d'un PIPO' projet de fin d'études de Master, Université M'SILA .
28. Hartantyo, E., Brotopuspito, K. S., & Sismanto, W. (2015, April). Predicting the liquefaction phenomena from shear velocity profiling: Empirical approach to 6.3 Mw, May 2006 Yogyakarta earthquake. in 4th international symposium on earthquake and disaster mitigation 2014 (ISED 2014) (Vol. 1658, p. 030017). AIP Publishing.
29. Ates, A., Keskin, I., Toti, E., & Yesil, B. (2014). Investigation of Soil Liquefaction Potential around Efteni Lake in Duzce Turkey: Using Empirical Relationships between Shear Wave Velocity and SPT Blow Count (N). Advances in Materials Science and Engineering, 2014.