

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة حسيبة بن بوعلي - الشلف

Université Hassiba Benbouali –Chlef

كلية الهندسة المدنية و المعمارية

Faculté de Génie Civil et d'Architecture

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie-civil



Mémoire de Master

Filière: Travaux Publics

Spécialité: Voies et Ouvrage d'Art

Thème

**Analyse comparative du renforcement des sols par
des pieux ou des colonnes ballastées sur la réponse
d'une pile de pont**

Présenté par : Khdeije Mogueya

Dirigé par: Dr. Guellil M.E

Promotion : 2024/2025

Remerciement

Monsieur Avant tout development sur cette expérience professionnelle, il apparaît opportun de commencer cette memoire de fin d'etude par des remerciements sincères à ceux qui m'ont accompagnée, soutenue et enrichie de leurs savoirs tout au long de cette période.

Je remercie avant tout Dieu, le Tout-Puissant, de m'avoir accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires à la réalisation de ce travail.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude à **Dr. Mohamed Elhbib Guellil**, mon encadrant académique, pour la qualité de son encadrement, ses conseils éclairés et sa disponibilité précieuse qui ont grandement contribué à la réussite de ce travail.

À toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté leur aide durant cette expérience, je vous adresse mes sincères remerciements.

Dedicace

À Celui par qui tout commence et tout s'accomplit,
à Allah, le Tout-Puissant, toute ma gratitude pour Sa miséricorde infinie, pour Sa
lumière qui a guidé mes pas et pour la force qu'Il m'a accordée dans les moments de
doute.

À ma mère, mon pilier, mon refuge et mon amour inconditionnel,
merci pour tes prières silencieuses, ton soutien sans faille et ton amour qui m'a
portée jusqu'ici. Ce succès est le reflet de ton sacrifice.

À ma sœur bien-aimée, Nane, ta présence, ton aide précieuse, ta patience et ton
amour ont été essentiels dans ce parcours. Merci d'avoir cru en moi, même quand je
doutais de moi-même.

Et à mon cher époux, Aly Bouboutt,
merci pour ton amour, ton soutien constant et ta foi en moi. Ta patience, ton
encouragement et ta présence ont été un véritable moteur dans la réalisation de ce
travail.

À vous tous, je dédie ce travail, fruit de vos cœurs, de vos efforts et de votre amour.

Résumé :

Ce travail porte sur l'étude comparative de deux techniques de renforcement des sols : les pieux en béton armé et les colonnes ballastées. À travers une modélisation numérique réalisée avec le logiciel PLAXIS 2D, différentes configurations ont été analysées : sol non renforcé, sol renforcé par 1, 2 ou 3 pieux, et sol renforcé par 1, 2, 3 ou 5 colonnes ballastées. L'étude s'est déroulée en deux phases : une analyse statique sous différentes charges réparties, puis une analyse dynamique intégrant un séisme simulé à partir d'un spectre de réponse réglementaire.

Les résultats ont permis de comparer les performances en termes de tassements, déplacements, contraintes internes et facteur d'amélioration β .

Les pieux ont montré une efficacité supérieure, en particulier en configuration multiple, tandis que les colonnes ballastées représentent une alternative intéressante mais légèrement moins performante.

Cette étude confirme l'intérêt de la modélisation numérique pour évaluer les solutions de renforcement en fonction du contexte géotechnique et du niveau de sollicitation.

Mots-clés :

Renforcement des sols ; Pieux en béton armé ; Colonnes ballastées ; PLAXIS 2D ; Comportement du sol ; Fondation profonde ; Ponts

Abstract :

This work presents a comparative study of two ground improvement techniques: reinforced concrete piles and stone columns (ballasted columns). Using numerical modeling with PLAXIS 2D, various configurations were analyzed, including unreinforced soil, soil reinforced with 1, 2, or 3 piles, and soil reinforced with 1, 2, 3, or 5 ballasted columns.

The study was carried out in two phases: a static analysis under incremental loading and a dynamic analysis incorporating a simulated earthquake based on a regulatory response spectrum.

The results allowed for a performance comparison in terms of settlements, lateral displacements, internal stresses, and improvement factor β . Piles demonstrated higher efficiency, especially in multi-pile configurations, while ballasted columns provided a viable but slightly less effective alternative. This study highlights the relevance of numerical modeling in assessing reinforcement strategies according to geotechnical conditions and loading requirements.

Keywords :

Soil reinforcement ; Reinforced concrete piles ; Ballasted columns, PLAXIS 2D ; Soil behavior ; Deep foundation ; Bridges

الملخص

بالحصى المدعمة) الحصوية والأعمدة المسلحة الخرسانية لأوتاد(ا: التربة لتعزيز طريقتين بين مقارنة دراسة العمل هذا يتناول أوتاد، 3 أو 2، 1 ب مدعمة وتربة مدعمة، غير تربة :حالات عدة لتحليل PLAXIS 2D برنامج باستخدام عددية نمودجة إجراء تم حصوية أعمدة 5 أو 3، 2، 1 ب وكذلك لطيف وفقاً محاكى زلزالاً يتضمن ديناميكياً تحليلاً ثم متزايدة، موزعة أحمال تأثير تحت استراتيجياً تحليلاً :مرحلتين الدراسة تضمنت تنظيمي زلزالى استجابة

β التحسين ومعامل الداخلية، الإجهادات الجانبية، المزاحات المهبوطات، حيث من الأداء في فروقات النتائج أظهرت نسبياً كفاءة أقل ولكن جيداً بديلاً حلاً الحصوية الأعمدة توفر بينما أكبر، بعدد استخدامهما عند خاصة فعالية، أكثر الأوتاد كانت المطبقة الأحمال ومستوى الأرض طبيعة حسب التربة تحسين تقنيات تقييم في العددية النمذجة أهمية الدراسة هذه تؤكد

المفتاحية الكلمات

عميقة الجسور ،أساسات التربة سلوك، 2D، بلاكسيس حصوية مسلحة أعمدة خرسانية التربة أوتاد تدعيم

List des figures :

Chapitre I : Généralité sur les ponts

Figure I.1: Vue longitudinale d'un pont type.	15
Figure I.2: Types de fondations.....	16
Figure I.3: Fondation profonde.	18
Figure I.4: Tablier pont (Wikipédia).....	20
Figure I.5: Ponts route	21
Figure I.6: Ponts rail.....	21
Figure I.7: Passerelles à piétons	21
Figure I.8: Passerelles	21
Figure I.9: Ponts aqueduc.....	21
Figure I.10: Ponts canaux	21

Chapitre II : Techniques de renforcement des sols

Figure II.1: Schéma des familles de techniques d'amélioration et de renforcement des sols compressibles.....	26
Figure II.2: Réarrangement des grains lors du compactage du sol	28
Figure II.3: Schéma du compactage dynamique par chute de masse	28
Figure II.4 : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.	29
Figure II.5: Techniques de pré chargement.....	30
Figure II.6 : Réseaux de drains verticaux.....	30
Figure II.7 : Drains préfabriqués	30
Figure II.8 : Mode opératoire du Vibrocompactage.....	32
Figure II.9: Compactage dynamique (Pilonnage).	32
Figure II.10 : Renforcement par inclusions rigides.	33

Chapitre III : Colonne ballastées

Figure III.1: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	37
Figure III.2 : Mécanisme du frottement latéral positif et négatif	38
Figure III.3: Pieux à tube battu moulés dans le sol	39
Figure III.4 : Pieux forés simple	40
Figure III.5: Fondation sur pieux	40
Figure III.6: Schéma de calcul de la pression limite équivalente.	41
Figure III.7: Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de Pl^*	43
Figure III.8 : Mécanisme de transfert de charge	46
Figure III.9 : Détermination de $\Delta(1-A/A_c)$	49
Figure III.10 : Détermination de facteur d'influence.....	50
Figure III.11: Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple	51
Figure III.12 : Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b).	52
Figure III.13: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide. [17]	54
Figure III.14: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche. [17]	54

Figure III.15 : Principe de réalisation d'une colonne ballastées par alimentation par le bas [17].....	55
Figure III.16 : Diamètre équivalent de la cellule élémentaire selon la géométrie du maillage.	57
Figure III.17 : Facteur d'amélioration en fonction du rapport des sections et de l'angle de frottement interne du ballast (TI, 2021).	58
Figure III.18: Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée.....	59
Figure III.19 : Mécanismes de rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée.	59
Figure III.20: Mécanismes de rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée isolée. 61	
Figure III.21 : Mécanismes de rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolée.....	62

Chapitre VI : Présentation du projet est logiciel

Figure IV.1:Localisation du Site	65
Figure IV.2 : Sondage carotté sur 10m de profondeur (SETS).....	65
Figure IV.3 : Sondages carottés pour 20ml (LNHC).	67
Figure IV.4 : Coupe transversale fondation	69
Figure IV.5: Coupe longitudinale	70

Chapitre V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

Figure V.1 : Le séisme généré	76
Figure V.2 : Les phase de calcul selon les cas des charges	76
Figure V.3: Principe de modélisation sol sans renforcement	77
Figure V.4: Maillage sol sans renforcement	77
Figure V.5 : Principe de modélisation sol renforcé par des pieux en béton armé	79
Figure V.6 : Maillage sol renforcé par des pieux en béton armé.....	80
Figure V.7 : Principe de modélisation sol renforcé par des colonnes ballastées.....	82
Figure V.8 : Maillage sol renforcé par des colonnes ballastées	83
Figure V.9 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Sol non renforcé	84
Figure V.10 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Sol non renforcé.....	84
Figure V.11 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Sol non renforcé	84
Figure V.12 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Sol non renforcé	84
Figure V.13 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Un seul pieu.....	85
Figure V.14 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Un seul pieu	85
Figure V.15 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Un seul pieu	85
Figure V.16 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Un seul pieu	85
Figure V.17 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Deux pieux.....	85
Figure V.18 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Deux pieux	85
Figure V.19 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Deux pieux	86
Figure V.20 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Deux pieux	86
Figure V.21 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Trois pieux	86
Figure V.22 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Trois pieux.....	86
Figure V.23 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Trois pieux.....	86
Figure V.24 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Trois pieux.....	86
Figure V.25 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Une colonne	87

Figure V.26 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Une colonne.....	87
Figure V.27 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Une colonne.....	87
Figure V.28 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Une colonne.....	87
Figure V.29 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Deux colonnes	87
Figure V.30 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Deux colonnes.....	87
Figure V.31 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Deux colonnes.....	88
Figure V.32 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Deux colonnes.....	88
Figure V.33 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Trois colonnes.....	88
Figure V.34 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Trois colonnes	88
Figure V.35 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Trois colonnes	88
Figure V.36 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Trois colonnes	88
Figure V.37 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Cinq colonnes	89
Figure V.38 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Cinq colonnes.....	89
Figure V.39 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Cinq colonnes.....	89
Figure V.40 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Cinq colonnes.....	89
Figure V.41 : Tassement dû à la charge dynamique – Sol non renforcé	90
Figure V.42 : Tassement dû à la charge dynamique – Un seul pieu.....	90
Figure V.43 : Tassement dû à la charge dynamique – Deux pieux.....	90
Figure V.44 : Tassement dû à la charge dynamique – Trois	90
Figure V.45 : Tassement dû à la charge dynamique – Une seule colonne.....	91
Figure V.46 : Tassement dû à la charge dynamique – Deux colonnes	91
Figure V.47 : Tassement dû à la charge dynamique – Trois colonnes.....	91
Figure V.48 : Tassement dû à la charge dynamique – Cinq colonnes	91
Figure V.49 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Sol non renforcé.....	93
Figure V.50 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Sol non renforcé	93
Figure V.51 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Sol non renforcé	93
Figure V.52 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Sol non renforcé	93
Figure V.53 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Un seul pieu	94
Figure V.54 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Un seul pieu.....	94
Figure V.55 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Un seul pieu.....	94
Figure V.56 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Un seul pieu.....	94
Figure V.57 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Deux pieux	94
Figure V.58 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Deux pieux.....	94
Figure V.59 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Deux pieux.....	95
Figure V.60 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Deux pieux.....	95
Figure V.61 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Trois pieux.....	95
Figure V.62 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Trois pieux	95
Figure V.63 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Trois pieux	95
Figure V.64 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Trois pieux	95
Figure V.65 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Une colonne	96
Figure V.66 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Une colonne	96
Figure V.67 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Une colonne	96
Figure V.68 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Une colonne	96
Figure V.69 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Deux colonnes.....	96

Figure V.70 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Deux colonnes	96
Figure V.71 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Deux colonnes	97
Figure V.72 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Deux colonnes	97
Figure V.73 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Trois colonnes	97
Figure V.74 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Trois colonnes.....	97
Figure V.75 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Trois colonnes.....	97
Figure V.76 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Trois colonnes.....	97
Figure V.77 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Cinq colonnes.....	98
Figure V.78 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m – Cinq colonnes.....	98
Figure V.79 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m – Cinq colonnes.....	98
Figure V.80 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m – Cinq colonnes.....	98
Figure V.81 : Déplacement dû à la charge dynamique – Sol non renforcé.....	99
Figure V.82 : Déplacement dû à la charge dynamique – Un seul pieu	99
Figure V.83 : Déplacement dû à la charge dynamique – Deux pieux	99
Figure V.84 : Déplacement dû à la charge dynamique – Trois.....	100
Figure V.85 : Déplacement dû à la charge dynamique – Une seule colonne	100
Figure V.86 : Déplacement dû à la charge dynamique – Deux colonnes.....	100
Figure V.87 : Déplacement dû à la charge dynamique – Trois colonnes.....	100
Figure V.88 : Déplacement dû à la charge dynamique – Cinq colonnes.....	100
Figure V.89 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Sol non renforcé	102
Figure V.90 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Sol non renforcé.....	102
Figure V.91 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Sol non renforcé.....	102
Figure V.92 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Sol non renforcé.....	102
Figure V.93 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Un seul pieu.....	103
Figure V.94 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Un seul pieu	103
Figure V.95 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Un seul pieu	103
Figure V.96 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Un seul pieu	103
Figure V.97 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Deux pieux.....	103
Figure V.98 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Deux pieux	103
Figure V.99 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Deux pieux	104
Figure V.100 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Deux pieux	104
Figure V.101 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Trois pieux	104
Figure V.102 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Trois pieux.....	104
Figure V.103 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Trois pieux.....	104
Figure V.104 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Trois pieux.....	104
Figure V.105 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Une colonne.....	105
Figure V.106 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Une colonne.....	105
Figure V.107 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Une colonne.....	105
Figure V.108 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Une colonne.....	105
Figure V.109 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Deux colonnes	105
Figure V.110 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Deux colonnes.....	105
Figure V.111 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Deux colonnes.....	106
Figure V.112 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Deux colonnes.....	106
Figure V.113 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Trois colonnes	106

Figure V.114 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Trois colonnes	106
Figure V.115 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Trois colonnes	106
Figure V.116 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Trois colonnes	106
Figure V.117 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Cinq colonnes.....	107
Figure V.118 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Cinq colonnes.....	107
Figure V.119 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Cinq colonnes.....	107
Figure V.120 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Cinq colonnes.....	107
Figure V.121 : Contrainte effective dû à une charge de 20kN/m	108
Figure V.122 : Contrainte effective dû à une charge de 40kN/m	108
Figure V.123 : Contrainte effective dû à une charge de 60kN/m	108
Figure V.124 : Contrainte effective dû à une charge de 80kN/m	108
Figure V.125 : Contrainte effective dû à une charge de 100kN/m	109
Figure V.126 : Contrainte effective dû à une charge de 80kN/m	109
Figure V.127 : Contrainte effective dû à une charge de 140kN/m	109
Figure V.128 : Contrainte effective dû à une charge de 160kN/m	109
Figure V.129 : Contrainte effective dû à une charge de 180kN/m	109
Figure V.130 : Contrainte effective dû à une charge de 200kN/m	109
Figure V.131 : Contrainte effective dû à une charge dynamique.....	110
Figure V.132 : Moment fléchissant dû à une charge de 100kN/m	112
Figure V.133 : Moment fléchissant dû à une charge de 80kN/m	112
Figure V.134 : Moment fléchissant dû à une charge de 140kN/m	112
Figure V.135 : Moment fléchissant dû à une charge de 160kN/m	112
Figure V.136 : Moment fléchissant dû à une charge de 180kN/m	113
Figure V.137 : Moment fléchissant dû à une charge de 200kN/m	113
Figure V.138 : Moment fléchissant dû à une dynamique.....	113
Figure V.139 : Effort normal dû à une charge de 20kN/m	113
Figure V.140 : Effort normal dû à une charge de 40kN/m	113
Figure V.141 : Effort normal dû à une charge de 60kN/m	114
Figure V.142 : Effort normal dû à une charge de 80kN/m	114
Figure V.143 : Effort normal dû à une charge de 100kN/m	114
Figure V.144 : Effort normal dû à une charge de 120kN/m	114
Figure V.145 : Effort normal dû à une charge de 140kN/m	114
Figure V.146 : Effort normal dû à une charge de 160kN/m	114
Figure V.147 : Effort normal dû à une charge de 180kN/m	115
Figure V.148 : Effort normal dû à une charge de 200kN/m	115
Figure V.149 : Effort normal dû à une charge dynamique.....	115

List des tableaux :

Chapitre I : Généralité sur les ponts

Tableau I.1: tableau des valeurs du coefficient λ en fonction du type de sol et du type de fondation [25]	18
---	----

Chapitre II : Techniques de renforcement des sols

Tableau II.1: Comparaison des techniques d'amélioration des sols selon différents critères [22]	24
Tableau II.2:Méthodes d'amélioration et de renforcement des sols selon les types de sols [23]	27

Chapitre III : Colonne ballastées

Tableau III.1:Valeurs du facteur de portance pressiométrique.[15]	42
Tableau III.2:Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques.[15].....	42
Tableau III.3 : Courbes de frottement latéral limite.[15]	44
Tableau III.4: Valeurs de coefficient multiplicateur k .[24].....	60

Chapitre VI : Présentation du projet est logiciel

Tableau IV.1 : Résultats d'essai préssiométriques.	66
Tableau IV.2 : Résumé des résultats d'essai.....	66
Tableau IV.3 : Résultats d'essais présiométrique de sondage N° 02 (LNHC).	67
Tableau IV.4 : les résultat de teneur en eau et densité sèche	68
Tableau IV.5 : résultat	68

Chapitre V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

Tableau V.1:Les propriétés du sol selon les rapports (ESTF et LNHC de Chlef).	75
Tableau V.2:Propriété de la plaque de repartions des charges	76
Tableau V.3:Paramètres des pieux en béton armé	78
Tableau V.4:Paramètres des Colonnes ballastées.....	81
Tableau V.5:Récapitulative des tassements vertical	92
Tableau V.6:Récapitulative des déplacements horizontaux.....	101
Tableau V.7 : Récapitulative des contraintes effectives	110

Sommaire :

Résume	4
Liste de figures.....	5
Liste des tableaux	10
Sommaire	11
Introduction Générale.....	14

Chapitre I : Généralité sur les ponts

I.1. Introduction :	15
I.2. Fondation :	15
I.2.1. Types de fondations :	15
I.2.2. Les fondations Profondes. – Définition	17
I.3. Appuis :	19
I.4. Tablier :	19
I.5. Conclusion	14

Chapitre II : Techniques de renforcement des sols

II.1. Introduction :	23
II.2. Renforcement des sols :	23
II.2.1. Techniques de Renforcement des Sols.....	25
II.2.2. Les différentes techniques de renforcement des sols :	27
II.2.3. Pré chargement :	29
II.3. Sols grenus.....	31
II.3.1. Pré chargement	31
II.3.2. Vibrocompactage.....	31
II.3.3. Pilonnage (compactage dynamique) :	32
II.3.4. Compactage statique en profondeur (Inclusions Rigide)	33
II.4. Conclusion.....	34

Chapitre III : Colonne ballastées

III.1. Introduction	36
III.2. Généralités sur les pieux.....	36
III.2.1. Définitions.....	36
III.2.2. Utilisation des pieux	37
III.2.3. Terme de pointe-Frottement latéral :	37
III.2.4. Différentes catégories de pieux :	39
III.3. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux :	39
III.3.1. Pieux à tube battu moulés dans le sol et leurs modes d'exécutions:	39
III.3.2. Pieux forés simple et leurs modes d'exécutions :	40
III.4. Renforcement du sol par des pieux.....	40
III.4.1. Dimensionnement des fondations profondes.....	41
III.5. Amélioration du sol par colonne ballastées :	45
III.5.1. La méthode de Priebe :	45
III.5.2. Définition des paramètres caractéristiques des colonnes :	46
III.6. Détermination des actions sismique	50
III.6.1. Définition et objectif.....	50
III.6.2. Domaine d'application :	51

III.6.3. Méthode d'exécution	53
III.7. Caractéristiques des colonnes ballastées	55
III.7.1. Matériaux	55
III.7.2. Géométrie.....	55
III.7.3. Avantages et limites	56
III.8. Principe général de dimensionnement	56
III.9. Conclusion.....	62

Chapitre VI : Présentation du projet est logiciel

IV.1. Introduction :	64
IV.2. Présentation du projet :	64
IV.2.1. Situation géographique du site :	64
IV.2.2. Données géotechnique du sol :	65
IV.2.3. Caractéristique Des Matériaux :	69
IV.2.4. Géométrie du projet :	69
IV.3. Présentation du logiciel utilisé :	71
IV.3.1. Objectifs et domaines d'application	71
IV.3.2. Capacités numériques et modélisation.....	71
IV.3.3. Lois de comportement disponibles	72
IV.3.4. Paramètres essentiels du modèle Mohr-Coulomb	72
IV.4. Conclusion :	72

Chapitre V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

V.1. Introduction :	74
V.2. Simulation avec Plaxis 2D :	74
V.2.1. Les cas étude et leur principe de modélisation :	74
V.2.2. Les résultats d'analyse :	83
V.3. Conclusion :	116
Conclusions générale :	118

Introduction Générale

Introduction générale :

Le sol constitue l'élément de base sur lequel reposent l'ensemble des ouvrages de génie civil. Sa nature, sa composition et son comportement sous charge influencent directement la stabilité et la durabilité des structures. Cependant, dans de nombreux cas, les sols en place présentent des caractéristiques mécaniques insuffisantes, rendant nécessaire l'application de techniques de renforcement afin d'améliorer leur capacité portante et de limiter les tassements.

Parmi ces techniques, deux approches sont particulièrement utilisées :

- Le **renforcement par pieux**, qui consiste à transmettre les charges en profondeur vers des couches plus résistantes,
- Le **renforcement par colonnes ballastées**, une méthode d'amélioration par inclusions souples, adaptée aux sols compressibles.

Ce travail s'inscrit dans cette problématique et vise à analyser et comparer l'efficacité de ces deux solutions, à travers une **étude théorique** et une **modélisation numérique avec le logiciel PLAXIS 2D**.

Après une présentation générale des fondations et des méthodes de renforcement des sols, une analyse approfondie des pieux et des colonnes ballastées est menée. Ensuite, une simulation numérique est réalisée pour évaluer les performances de chaque solution en termes de **tassement vertical**, de **déplacement horizontal**, de **répartition des contraintes**, ainsi que du **comportement global du sol** sous différents niveaux de chargement.

Enfin, dans une deuxième phase de l'étude, une **analyse dynamique** est intégrée afin d'évaluer la réponse du sol et des systèmes de renforcement sous **sollicitations sismiques**. À l'aide d'un accélérogramme généré à partir du spectre de réponse parasismique réglementaire, l'effet d'un séisme est simulé sur les différentes configurations. Cette partie permet de comparer le comportement des sols renforcés en **contexte statique et dynamique**, et d'identifier les solutions les plus performantes face aux aléas sismiques.

L'objectif final est de proposer une **analyse comparative fondée sur des critères techniques objectifs**, permettant d'orienter le choix d'une solution de renforcement adaptée au **contexte géotechnique**, à la **nature des sollicitations**, et au **niveau de sécurité requis**.

Chapitre I

GENERALITE SUR LES PONTS

- ✍ I.1. Introduction
- ✍ I.2. Fondation
- ✍ I.3. Appuis
- ✍ I.4. Tablier
- ✍ I.5. Conclusion

I.1. Introduction :

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, digues) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que dans leur conception l'importance de l'aspect esthétique et architectural est majeure. En plus, leur réalisation fait intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur. [1]

Les éléments principaux d'un pont :

Un pont comporte généralement trois catégories d'éléments : les fondations, les appuis, le tablier, et les appareils d'appui. [1]

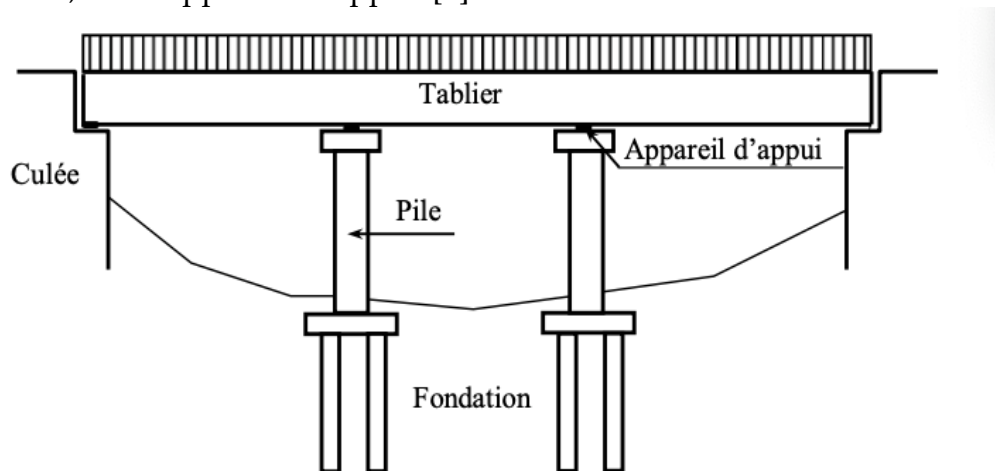


Figure I.1: Vue longitudinale d'un pont type.

I.2. Fondation :

La fondation d'un ouvrage permet la transmission des charges vers le sol. Le type d'une fondation varie selon la nature du sol ; si le bon sol n'est pas très profond on peut se contenter d'une fondation superficielle (semelles isolées ou filantes). Dans l'autre cas il faut adopter une fondation profonde (pieux) qui serait surmontée d'une semelle de liaison. [2]

I.2.1. Types de fondations :

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions et non par la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel. On peut distinguer deux grands types de fondations ; les fondations superficielles et les fondations profondes. La distinction entre ces deux types de fondations se fait généralement en adoptant les critères suivants :

- $\frac{D}{B} < 4$ Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)
- $4 < \frac{D}{B} < 10$ Fondations semi profondes (puits)
- $< \frac{D}{B} < 10$ Fondations profondes (pieux)

D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel

B : largeur ou diamètre de la fondation.

Au sens stricte, les fondations semi profondes ne sont pas un type de fondation. Selon leur mode d'exécution et la nature du sol, on peut les assimiler aux unes ou aux autres ou encore adopter un calcul intermédiaire. [7]

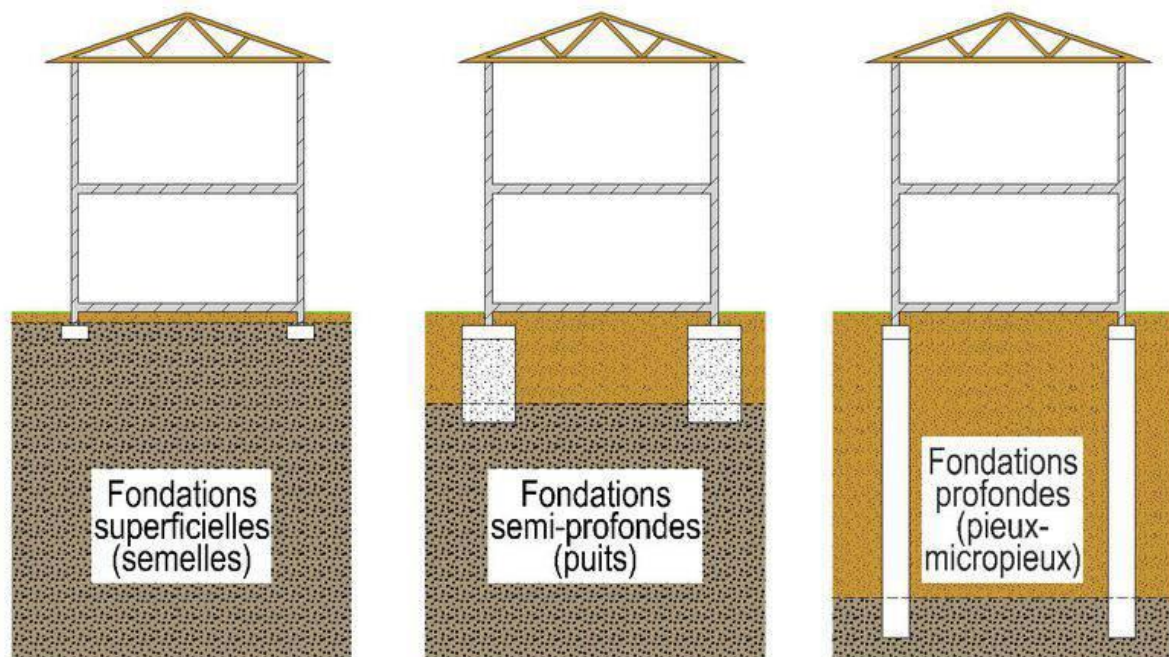


Figure I.2: Types de fondations.

I.2.2. Fondation superficielle

Les fondations superficielles se forment comme suit : le niveau du fond de fouille est le sol d'assise de la fondation, c'est-à-dire le sol capable de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum. On distingue deux types de fondations superficielles :

Semelle isolée : qui sont les fondations de poteaux

Semelles filantes : qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol. [7]

I.2.3. Fondations semi-profondes

Sont un élément essentiel dans le domaine de la construction. Elles représentent le juste milieu entre les fondations superficielles et profondes, offrant une solution optimale pour de nombreux projets de construction.

I.2.4. Les fondations Profondes. – Définition

Souvent, les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, molles, peu résistantes et l'amélioration de leur portance s'avère difficile voire impossible ou trop coûteuse alors que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Si la fondation est exécutée directement sur ces couches de faible résistance, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage pourraient se produire. Il est donc naturel, et parfois nécessaire, de fonder l'ouvrage sur un substratum (le « (bed roek »). Les fondations profondes sont donc celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

Afin d'atteindre le substratum résistant, on réalise, soit des puits relativement peu profonds, dont le diamètre peut varier de 1 à 3 m, soit des pieux pour lesquels le rapport $\frac{D}{B}$ est généralement supérieur à 10 - B étant le diamètre du pieu ou sa plus petite dimension dans le plan horizontal et D sa longueur. Les fondations de ce type sont dites « profondes » et il existe plusieurs modes d'exécution pour ces dernières.[7] Pour le calcul, les fondations superficielles et profondes se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation pour les fondations profondes. Pour ces dernières, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. L'expérience montre que, dans un sol homogène, la charge limite de pointe Q_p augmente avec la profondeur D jusqu'à une profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste presque constante. Cette profondeur dépend du type de sol, de la résistance du sol et du diamètre du pieu. On pose $D_c = \lambda \times B$. Les valeurs du paramètre λ sont proposées par Ménard dans le tableau 2.1, Il existe également des abaques pour la détermination de $D_c = D_m$ Les fondations profondes, stricto sensu, ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique ; ce sont les pieux, les puits et les barrettes. Les barrettes sont des parois moulées porteuses, qui, bien que de forme différente et faisant appel à une technique d'exécution particulière, s'emportent généralement comme des pieux moulés en place sans tubage,

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des pieux ou parois de faible longueur et de tous les types de caissons. Il n'existe pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des

cas particuliers et on adopte suivant les C ; « ; les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes [7]

Tableau I-1: tableau des valeurs du coefficient λ en fonction du type de sol et du type de fondation [25]

SOL	λ	
	Fondation	
	Circulaire ou carrée	Filante
Argile – Limon	2	3
Argile raide - marne - limon compact -sable compressible	5	6
Sable et gravier	8	9
Sable et gravier très compact	10	10

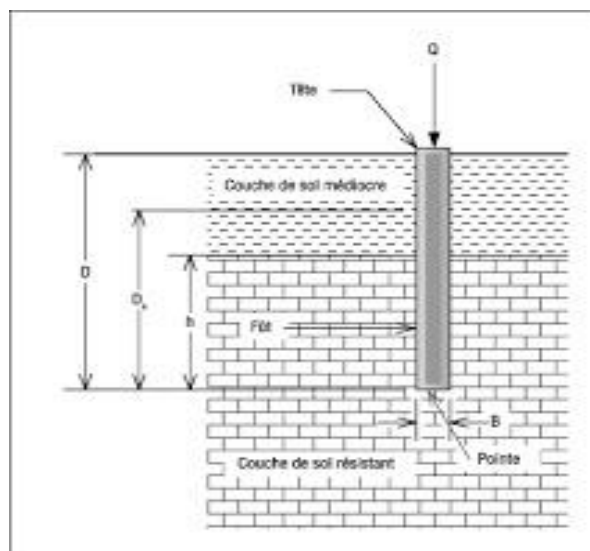


Figure I.3: Fondation profonde.

I.2.4.1. Les différents types de fondation profonds :

- Puits : Ce sont les intermédiaires entre les fondations profondes et les fondations superficielles. Ils sont donc classés parmi les fondations semi-profondes. Autrefois exécutés manuellement, de nos jours, ils sont exécutés par des tractopelles à une profondeur maximale de 5 m. Coulés sur place, ils sont généralement dépourvus d'armatures et sont disposés à une profondeur relativement faible. Le frottement latéral est généralement négligé et on ne considère que le terme de pointe.

La technique du puits est fréquemment utilisée, notamment dans le cadre des chantiers de faible ou de moyenne envergure. Certaines entreprises ont développé une technique permettant de remplacer le béton du puits par du ballast compacté. Dans ce cas, on obtient le puits ballasté qui est fondé sur le

principe de substitution du matériau incompétent par un matériau de meilleure qualité et de meilleure compacité.

Caractéristiques des puits : ils sont adaptés à des descentes de charges ponctuelles. Ils sont le plus souvent reliés à des longrines en béton armé sur lesquelles reposent les murs. Ces longrines vont retransmettre les charges vers les puits. En zone sismique, ils doivent être buttés dans les deux directions. Le curage de la fouille est très difficile. [21]

- Les barrettes : De par le faible rayon d'action des engins de terrassement, la technique du puits est limitée. On a alors construit des engins spéciaux. Ces engins ont permis de faire des excavations de petite section (largeur de 50 à 120 cm) mais de profondeur importante. C'est ce qu'on appelle la technique des « barrettes ». Elle permet de reporter directement les charges des fondations sur le bon sol, exactement suivant le schéma du puits. La totalité des charges est transmise par la base de la barrette. La capacité portante d'une barrette peut atteindre plusieurs centaines de tonnes. Elles peuvent être groupées afin d'augmenter la capacité portante. D'habitude, les barrettes ont une section de 2,5 x 1 m. **Mise en œuvre des barrettes :** après excavation, elle est tout de suite bétonnée et on prévoit des dispositions pour maintenir les parois de la fouille. On utilise souvent des boues spéciales (boue benthonique). A cet effet, elles sont capables d'exercer une pression sur les parois de la fouille et de retarder leur éboulement. [21]
- Pieux : Au-delà d'une certaine profondeur, les moyens mécaniques ne sont plus opérants. De ce fait, on doit utiliser des matériels spécifiques. Sur un chantier d'envergure moins importante, la technique des pieux est plus pratique que celle des barrettes. Sa mise en œuvre est facilement adaptable à des conditions variées. Elle permet d'utiliser dans de nombreux cas les forces de frottement latéral. [21]

I.3. Appuis :

Les appuis ont pour rôle de supporter l'ouvrage à partir du niveau de la surface du sol. On distingue les culées qui sont les appuis de rive et les appuis intermédiaires qui peuvent se présenter soit sous la forme de voiles ou bien de colonnes surmontées par un chevet. [3]

I.4. Tablier :

C'est un élément sur lequel repose la voie de circulation (Photo I-9). Il comprend la couverture (revêtement) et la partie de l'ossature sensiblement horizontale située sous la voie portée. Le tablier comporte essentiellement des dalles. En plus, il peut comporter des poutres principales et des éléments secondaires (des entretoises ou pour les plus anciens ponts des longerons). [4]



Figure I.4: Tablier pont (Wikipédia)

Le tablier comporte aussi tous les équipements indispensables à l'utilisation, au fonctionnement et à la durabilité du pont (Exemple sur la figure I-4). Ces équipements comportent les dispositifs de retenue (tel que les gardes corps et les séparateurs), les joints de chaussée, les systèmes d'étanchéité, la couche de roulement, les trottoirs, les corniches, les systèmes d'évacuation des eaux, la dalle de transition, etc.

Les appareils d'appui : le tablier repose sur les appuis à l'aide des appareils d'appui qui permettent le déplacement horizontal et vertical du tablier sous l'effet des charges.

Les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté. [5]

Les principales dimensions du pont sont :

L : Longueur totale du pont. C'est la distance entre les plans verticaux du fond des culées.

L : Longueur d'une travée du pont. C'est la distance entre les axes des appuis voisins.

L_c : Longueur de travée de calcul. C'est la distance entre les appareils d'appui. On l'appelle aussi portée de la travée. [6]

L_o : L'ouverture du pont (débochée). C'est la distance entre les parements des appuis extrêmes en considérant le fait que les largeurs des piles sont non comprises.

Classification des ponts :

La fonction d'un pont diffère d'un ouvrage à un autre. On peut trouver des :

- Ponts route : portant une route permettant la circulation des véhicules
- Ponts rail : supportant les chemins de fer
- Passerelles à piétons : réservées uniquement au passage des piétons
- Ponts aqueduc : permettent le

Passage des canalisations d'eau

- Ponts canaux : permettent à un cours d'eau navigable, généralement un canal, de franchir un obstacle en creux.

- Ponts pour avions : permettent aux avions de franchir un obstacle dans les aéroports. [6]



Figure I.5: Ponts route



Figure I.6: Ponts rail



Figure I.7: Passerelles à piétons



Figure I.8: Passerelles



Figure I.9: Ponts aqueduc



Figure I.10: Ponts canaux

Selon les matériaux de construction

Les ponts peuvent aussi se distinguer par leurs matériaux de construction :

- Pont en maçonnerie : construit en pierre, ce pont ne travaille qu'en compression.
- Pont en béton armé : ce type de ponts est couramment utilisé vu que le coût du béton armé est assez économique par rapport aux autres matériaux.
- Pont en béton précontraint : les éléments porteurs sont munis de câbles précontraints. Cette technique aide à diminuer le nombre d'appuis.

- Pont métallique : en Tunisie, les ponts métalliques ne sont pas très utilisés à cause du coût élevé de l'acier et de son entretien.
- Pont mixte : ce type de pont présente en général des appuis en béton armé avec des éléments porteurs en charpente. [6]

Selon la nature des éléments porteurs

Les éléments porteurs sont les responsables à réagir aux charges permanentes et d'exploitation du tablier en travaillant à la flexion. On peut trouver :

- Pont à poutres : les poutres peuvent être en béton armé et dans ce cas elles ont une section rectangulaire simple. Pour les poutres en béton précontraint la section est modifiée avec un talon pour bien loger les câbles de précontrainte. Les poutres peuvent être à travées continues coulées sur place ou bien préfabriquées à travées indépendantes. [6]

I.5. Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons présenté les fondements essentiels liés aux ponts, éléments majeurs des ouvrages d'art. Leur conception repose sur une compréhension approfondie de leurs composants principaux : fondations, appuis, tablier et appareils d'appui. Nous avons également abordé les différents types de ponts selon leur usage, leurs matériaux de construction et la nature de leurs éléments porteurs.

Cette introduction générale aux ponts nous a permis de souligner l'importance de leur interaction avec le sol, particulièrement dans le cas des fondations profondes, souvent nécessaires dans les terrains de faible portance. La compréhension de ces éléments est indispensable avant d'aborder les solutions techniques de renforcement des sols, sujet central de ce mémoire.

Ainsi, ce chapitre constitue une base solide pour appréhender les problématiques de stabilité et de performance structurelle abordées dans les chapitres suivants, en particulier ceux dédiés aux techniques modernes de renforcement des sols sous les appuis des ponts.

Chapitre II

TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES SOLS

- ✂ II.1. Introduction
- ✂ II.2. Renforcement des sols
- ✂ II.3. Sols fins
- ✂ II.4. Sols grenus
- ✂ II.5. Conclusion

II.1. Introduction :

La technique de renforcement vise à améliorer les caractéristiques mécaniques des sols dans le but d'augmenter la capacité portante et réduire les tassements différentiels et absolus du sol a renforcé sous différents types de chargements. [8]

II.2. Renforcement des sols :

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. [Magnan \(1994\)](#) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles.

Selon [Tabchouche \(2018\)](#), les premières utilisations de la technique de renforcement par colonnes relèvent au début du 18^e siècle.

Les méthodes modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées pour gérer et valoriser les ouvrages. Après amélioration des terrains par ces techniques, il est possible de construire :

- Des aéroports (sécurisation des terrains supportant les pistes, hangars, zones de frets) ;
- Des zones commerciales ;
- Des complexes industriels ;
- Des silos de stockage ;
- Des raffineries (réservoirs, etc. ...) ;
- Des zones d'habitation.

En 1956, le développement de machines spécialisées récentes en vibration profonde a étendu la marge d'utilisation de la technique. Un forage est réalisé par auto fonçage du vibreur. Le forage réalisé est ensuite rempli par un matériau granulaire compacté par passes successives de l'ordre de 0.3 à 1.2 m.

En Algérie, la technique de renforcement par colonnes ballastées a été employée pour la première fois dans le cadre du projet des silos de stockage de céréales au niveau de la zone portuaire de Béjaia.

Les premiers renforcements ont été exécutés en 2001 sous un radier rigide qui repose sur des colonnes ballastées de 18m de longueur aillant un diamètre de 80 cm avec un espacement entre axes des colonnes de 1.8 m. Plus de 2500 colonnes ont été installées sous six radiers constituant les fondations des silos de stockage de céréales de 56 m de diamètre ([Tabchouche, 2018](#)).

Tableau 1.1 – Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais d'après [Magnan \(1994\)](#). [8]

Tableau II-1: Comparaison des techniques d'amélioration des sols selon différents critères [22]

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

Il est possible de classer les techniques d'amélioration de sols en trois catégories en fonction de la manière dont l'amélioration est réalisée : dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le pré chargement, les drains verticaux, etc.

- En deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting, etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction). [8]

II.2.1. Techniques de Renforcement des Sols

Le renforcement des sols est une technique clé en géotechnique visant à améliorer la stabilité et la capacité portante des terrains, essentielle dans la construction moderne. Cette section présente les principales méthodes de renforcement, leurs applications et leurs avantages. Il souligne aussi l'importance d'une approche globale en géotechnique. Cette approche nous incite à prendre en considération les éléments suivants lors de la conception des structures : [9]

- **Sols faibles** : Certains sols (argiles molles, sables meubles) manquent de résistance pour supporter des charges importantes.
- **Instabilité des pentes** : Les terrains en pente peuvent glisser, surtout en cas de pluie ou de séisme.
- **Tassements excessifs** : Les sols compressibles peuvent se tasser sous des charges permanentes, affectant les structures.
- **Érosion** : Les sols exposés à l'eau peuvent être érodés ou affouillés, menaçant les infrastructures.
- **Faible résistance aux charges dynamiques** : Les sols soumis à des vibrations ou séismes peuvent devenir instables.
- **Liquéfaction** : Certains sols saturés (sables) peuvent perdre leur résistance en cas de secousses sismiques.
- **Problèmes de perméabilité** : Les sols peu perméables, comme les argiles, peuvent poser des problèmes de drainage.
- **Instabilité des sols organiques** : Les sols organiques ou mal compactés ont des propriétés mécaniques faibles.

Après une caractérisation approfondie du sol et une étude géotechnique pertinente et efficace, le choix d'une fondation dépend des propriétés du sol identifié.

Si ce type de sol ne permet pas de réaliser une fondation superficielle, il est essentiel d'examiner les possibilités de son amélioration ou de son renforcement avant d'opter pour une fondation profonde. Cette étape permet d'optimiser les coûts et de réduire les délais.

Les procédés d'amélioration et de renforcement des sols modifient leurs caractéristiques pour répondre aux besoins des projets de construction. Ces techniques assurent des fondations et remblais solides et conformes aux normes. [9]

Les méthodes se divisent en trois types :

- Amélioration du sol en profondeur : Modification du sol sans ajout d'éléments externes.
- Renforcement par inclusions souples : Utilisation de matériaux souples pour stabiliser le sol.
- Renforcement par inclusions rigides : Ajout de matériaux rigides comme des pieux ou des colonnes pour renforcer le sol. [9]

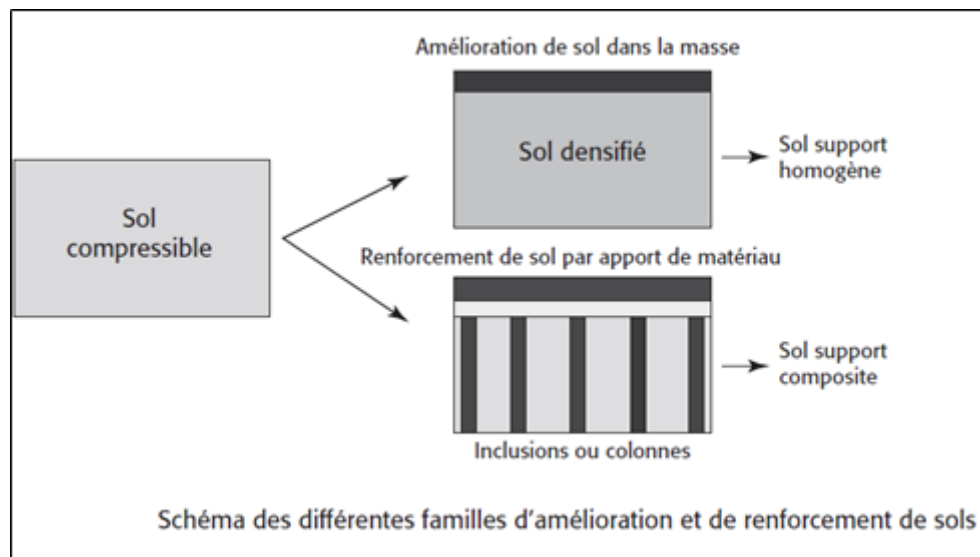


Figure II.1:Schéma des familles de techniques d'amélioration et de renforcement des sols compressibles

On distingue deux grandes classes :

1. Sols pulvérulents (grenus) : Techniques d'amélioration spécifiques adaptées à leur structure.
2. Sols fins : Nécessitent des méthodes distinctes en raison de leurs propriétés particulières

Pour les sols intermédiaires, les options d'amélioration sont plus limitées, avec des techniques dérivées des deux catégories principales.

Le tableau ci-dessous présente les différents procédés d'amélioration et de renforcement des sols, classés en fonction du type de sol concerné. [9]

Tableau II-2: Méthodes d'amélioration et de renforcement des sols selon les types de sols [23]

Méthode	Types de sols					
	Matériaux évolutifs tourbe	Argiles très molles	Argiles-limons compressibles	Remblais fins	Sables / graviers	Cailloux remblais à blocs
Amélioration de sol dans la masse	PRÉCHARGEMENT + DRAINAGE					
				VIBROCOMPACTAGE		
				COMPACTAGE DYNAMIQUE		
				INJECTION SOLIDE		
Renforcement des sols par inclusions souples		COLONNES BALLASTÉES				
		PLOTS BALLASTÉS PILONNÉS (épaisseur < 5 m)				
Renforcement des sols par inclusions et éléments rigides		.. DE TYPE PIEUX À REFOULEMENT / SANS REFOULEMENT et JET GROUTING				
		... DE TYPE COLONNE DEEP SOIL MIXING				

II.2.2. Les différentes techniques de renforcement des sols :

II.2.2.1. Amélioration de sol dans la masse

Les retours d'expérience ont montré que les renforcements de sol qui ont permis d'augmenter la compacité du sol ont été les plus efficaces.

On entend par traitement dans la masse un procédé qui permet d'augmenter les caractéristiques mécaniques du sol en place sur l'ensemble de la zone traitée, de la manière la plus homogène possible.

Ce traitement aboutit à une augmentation de la densité, de la raideur et des résistances du sol traité.

Le choix d'une technique d'amélioration des sols dépend principalement de la granulométrie, du pourcentage de fines, et des objectifs de compacité visés. [9]

✎ Compactage statique :

- Principe : Réduction des vides entre les grains de sol, favorisée par une humidité optimale pour atteindre une densité sèche maximale.
- Résultats : Amélioration de la résistance au cisaillement par un meilleur contact entre les grains.
- Limites : Technique adaptée aux travaux de surface (plateformes routières), mais peu efficace en profondeur. [9]

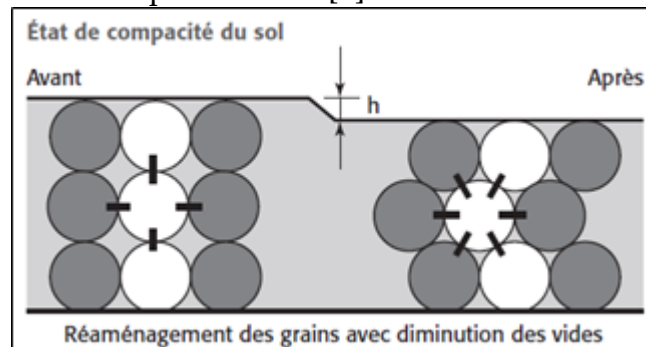


Figure II.2: Réarrangement des grains lors du compactage du sol

✎ Compactage dynamique :

- **Principe** : Une masse lourde (15 à 150 tonnes) est lâchée depuis une hauteur de 15 à 40m pour densifier le sol.
- **Avantages** :
 - Augmente la capacité portante.
 - Réduit tassements et risques de liquéfaction.
 - Adapté aux sols affaissables comme les loess.
- **Procédure** :
 - Points de traitement répartis sur un maillage primaire (ex. 4 m x 4 m).
 - Application de 12 coups par point pour créer des cratères.
 - Second maillage plus serré (ex. 2 m x 2 m) pour une finition uniforme.
 - Nivelage final avec compacteurs vibrants (10 tonnes).
 - **Contrôle** : La profondeur des cratères confirme l'efficacité du traitement.
 - **Limites** : Réduction de l'intensité avec la profondeur et vibrations problématiques en zone urbanisée. [9]

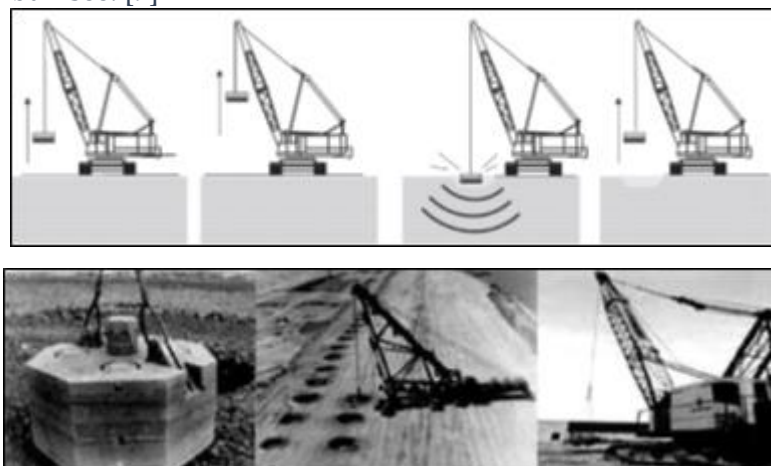


Figure II.3: Schéma du compactage dynamique par chute de masse

II.2.3. Pré chargement :

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive p_f augmentée éventuellement d'une surcharge qui assure tout ou partie des effets suivants (figure 1.1) : TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES SOLS

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de pré chargement :

- La méthode la plus courante (figure 1.2a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau) ; on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible ; en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur ;
- une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (figure 1.2b) ; on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes ; l'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes disponibles ; cet obstacle est désormais levé et le recours à l'application du vide devrait se développer. [10]

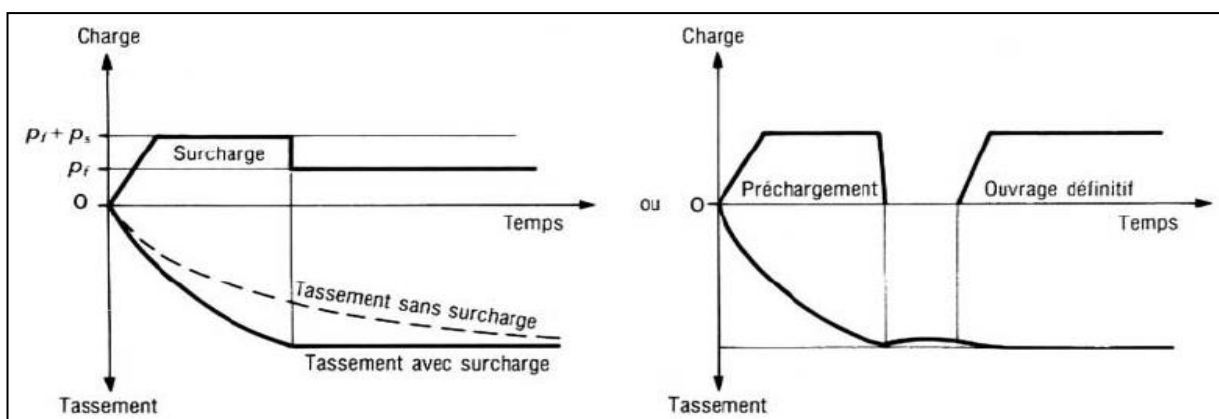


Figure II.4 : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.

[NF EN 1997-1 Calcul géotechnique – Guide technique AFPS (2012)].

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc pré charger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider (figure 2c) ; les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas. [10]

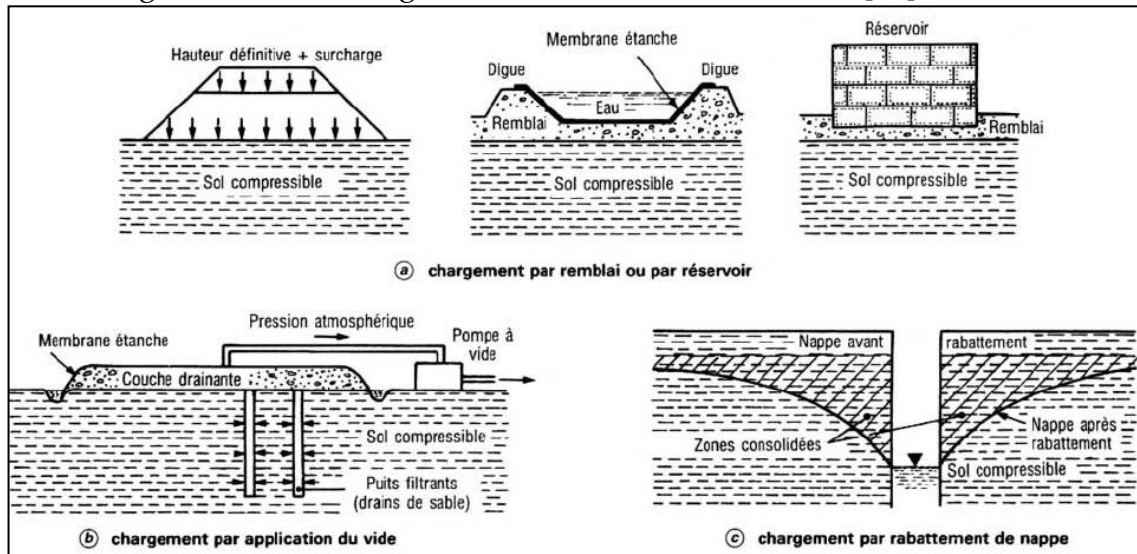


Figure II.5: Techniques de pré chargement.

II.2.3.1. Accélération de la consolidation :

Les vitesses de consolidation sont habituellement très faibles dans les dépôts de sols fins, car l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour s'échapper du sol. Donc, tassements peuvent durer pendant de longues périodes.

- On utilise généralement un maillage régulier de drains verticaux (maille triangulaire ou carrée) pour le drainage, comme le montre la (figure II-6)
- Après les années 80, la proportion de drains préfabriqués en bandes de 10 cm de largeur et quelques millimètres d'épaisseur (figure II-7) a considérablement augmenté. [10]

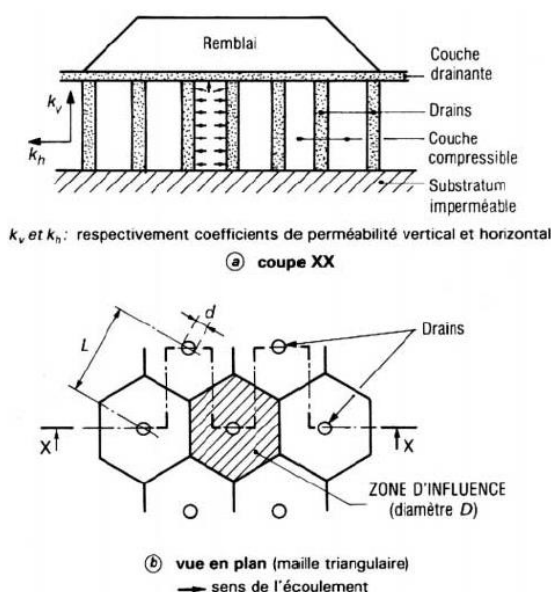


Figure II.6 : Réseaux de drains verticaux

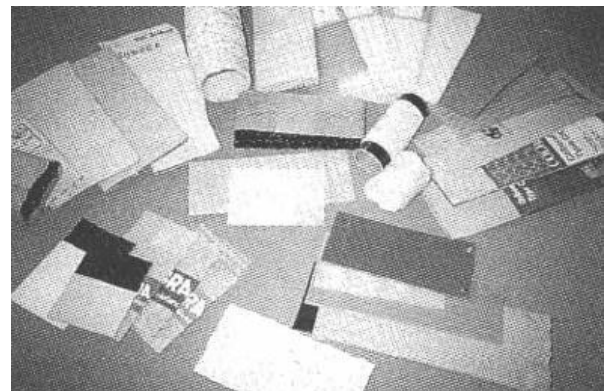


Figure II.7 : Drains préfabriqués

II.2.3.2. 1.3.3. Renforcement par colonnes :

Afin de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité des massifs de sols mous, il est possible d'utiliser diverses méthodes pour ériger des colonnes en matériau plus résistant à l'intérieur du sol.

- Colonnes ballastées
- Colonnes pilonnées
- Colonnes de sol traité en place : La méthode a été élaborée pour les argiles sensibles scandinaves, en utilisant un traitement à la chaux. Le mélange de la chaux avec le sol en place se fait au moyen d'une machine de forage équipée d'une tarière spéciale. Les colonnes produites ont un diamètre de 50 cm et une longueur maximale de 15 m [10]

II.2.3.3. 1.3.4. Amélioration temporaire par congélation

Si aucune autre solution n'est possible, la méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, spécialement conçue pour les matériaux grenus, peut être utilisée sur les argiles molles et les limons. [10]

II.3. Sols grenus

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers :

- Densification par augmentation statique de la contrainte à la surface du sol (pré chargement) ou en profondeur (compactage par injection solide) ;
- Remplissage des vides (injection) ;
- Dislocation de la structure du sol, puis restructuration par des actions externes au massif (chocs du pilonnage intensif) ou internes au massif (vibrations, explosions)
- Mélange avec un liant pour constituer des colonnes plus résistantes (colonnes de sol traité).

Elles sont, de façon générale, de mise en œuvre rapide et relativement facile. [10]

II.3.1. Pré chargement

Les sols grenus sont pré chargés selon les mêmes principes que dans le cas des sols fins. Le procédé est identique, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus courts. [10]

II.3.2. Vibrocompactage

Principe : Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que les sables et les graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. [10]

Mode opératoire : Le vibreur, manipulé par une grue, est mis en station au-dessus du point de compactage.

Phase 1 : Sous l'influence de son propre poids, du lançage et des vibrations, le vibreur atteint rapidement la profondeur désirée. Les jets d'eau à la pointe sont alors coupés.

Phase 2 : L'eau arrive désormais uniquement par les orifices du haut du vibreur. Le cône obtenu facilite la mise en place de matériau d'apport, sable ou gravier, dans la cavité créée. Le flux d'eau, le long du vibreur, aide au transport du sable jusqu'à la zone de compactage à la base du vibreur.

Phase 3 : Le vibreur est retiré par étapes et produit, de cette manière, un cylindre de terrain densifié de 2 à 4 m de diamètre. [10]

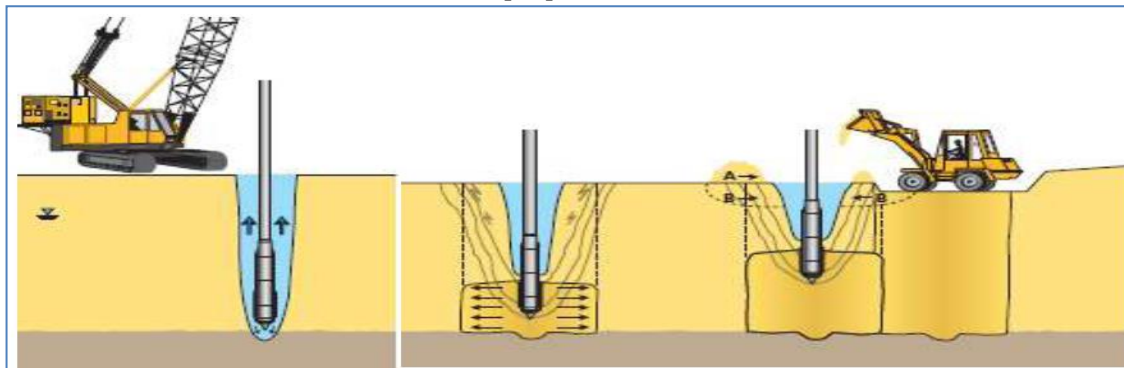
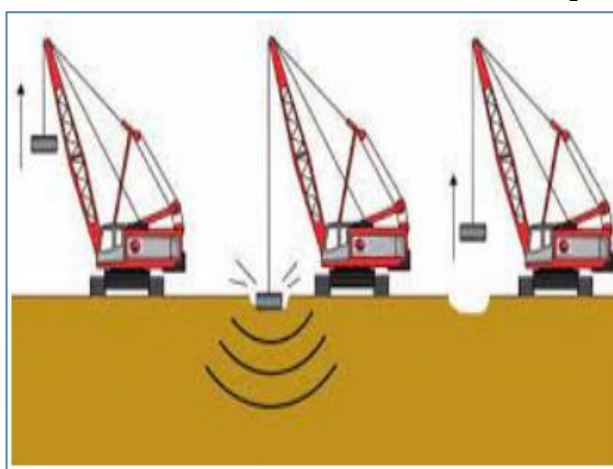


Figure II.8 : Mode opératoire du Vibrocompactage.

II.3.3. Pilonnage (compactage dynamique) :

L'application de chocs à la surface d'un massif de sol grenu est un moyen efficace de compactage. Avant le pilonnage, le sol est recouvert d'une couche de matériaux grossiers d'un mètre d'épaisseur au minimum, destinée à éviter un enfoncement trop important du pilon [10]. Le pilon est lâché d'une grue, plusieurs impacts étant réalisés au même endroit. Cette opération est répétée sur toute la surface à traiter, selon un maillage défini au préalable (figure II-9). Entre les phases de pilonnage, un temps de repos permet la dissipation des surpressions interstitielles créées par les chocs. En fin de chantier, une dernière phase, dite de tapotage, est réalisée pour compacter la surface du sol, désorganisée par les chocs. Les traitements courants sont réalisés avec des pilons de 10 à 20 tonnes tombant de 15 à 20 m de hauteur. Les impacts du pilon induisent des vibrations dont l'effet sur l'environnement doit être pris en compte. [10]



(a)



(b)

Figure II.9: Compactage dynamique (Pilonnage).

II.3.4. Compactage statique en profondeur (Inclusions Rigide)

L'introduction en force de mortier ou de béton spécial (micro-béton) dans un massif de sol meuble, à partir de forages, permet de provoquer la densification du sol naturel sans détruire sa structure ni l'imprégner (figure II-10).

Le principe du renforcement est illustré par la Figure 1. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

- Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dallettes peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.
- Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.
- Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane. [10]

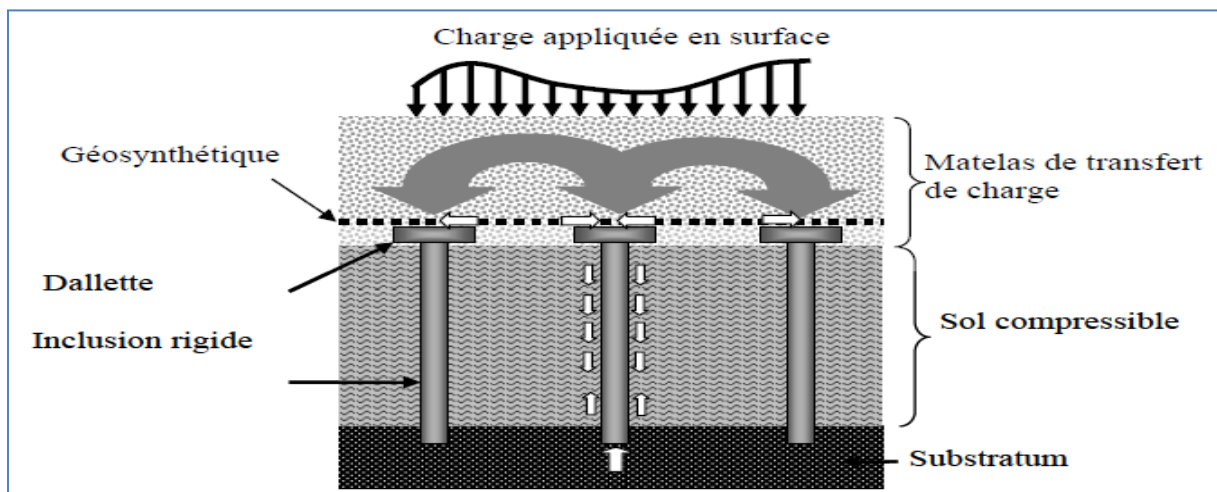


Figure II.10 : Renforcement par inclusions rigides.

II.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons entamé une recherche bibliographique du problème des sols compressibles (fin et grenu). Dans la deuxième partie de ce chapitre nous avons montré les différentes techniques de renforcement de ce type de sol.

Dans le chapitre suivant, nous allons entamer la technique de renforcement par colonne ballastées.

Chapitre III

COLONNE BALLASTÉES

- ✎ III.1. Introduction
- ✎ III.2. Généralités sur les pieux
- ✎ III.3. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux
- ✎ III.4. Conception des fondations profondes
- ✎ III.5. Amélioration du sol par des colonnes ballastées
- ✎ III.6. Caractéristiques des colonnes ballastées
- ✎ III.7. Principe de dimensionnement
- ✎ III.8. Conclusions

III.1. Introduction

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées.

Les colonnes ballastées sont utilisées pour augmenter la capacité portante des sols et diminuer le tassement. A travers leurs propriétés de drainage, elles permettent d'accélérer la consolidation. Ce chapitre comporte une synthèse sur les techniques d'amélioration des sols et la définition des différentes modes de mise en œuvre des colonnes ballastées, il présente aussi une analyse sur le comportement et le dimensionnement de ces colonnes.

III.2. Généralités sur les pieux

En raison de nombreuses contraintes d'origine naturelle ou artificielle, les constructions sont réalisées sur les sols de plus en plus médiocres et contigus à des ouvrages existants. Afin d'y pallier, de nouvelles techniques de renforcement et d'amélioration des sols se sont développées ces dernières années dont les pieux. [11]

III.2.1. Définitions

Pieux : élément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériel ou d'une combinaison de matériaux tels que le bois, l'acier et le béton et qui est préfabriqué et mis en place par battage, veinage ou vissage.

Les pieux sont d'après le D.T.U des fondations profondes creusées mécaniquement prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m voire plus.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle. Les diamètres peuvent varier de 0.1 à 1.6 m voire plus.

Les autres sections possibles les pieux sont les carrés et les polygones (exemple : pieux préfabriqués) et des rectangles (exemple : les barrettes).

D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e .

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu [11]

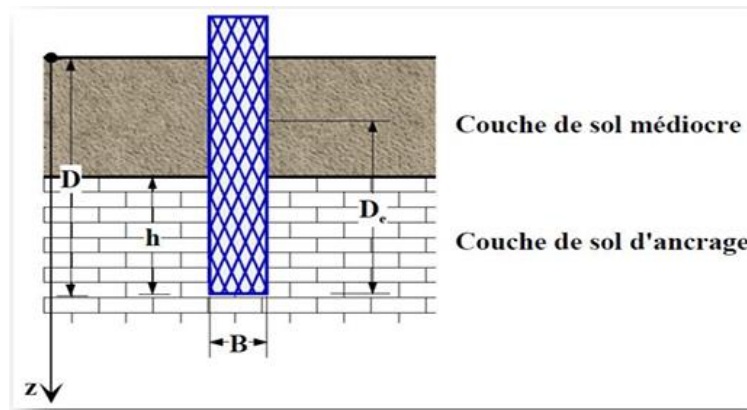


Figure III.1: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

III.2.2. Utilisation des pieux

Les pieux peuvent :

- ❖ Transférer une charge, à travers une couche molle, au substratum résistant sur lequel

Repose leur pointe ;

- ❖ Transférer une charge, à travers une couche molle, dans une couche inférieure plus

Résistante, par frottement dans cette couche ;

- ❖ Être utilisés en pieux frottant, sur toute leur longueur ;
- ❖ Être utilisés comme pieux de compactage.

Les pieux verticaux peuvent également être utilisés pour résister à certaines forces latérales, et notamment pour la stabilisation des remblais. On peut également employer des pieux inclinés pour résister aux efforts latéraux sous les ouvrages et pour les travaux à la mer. On peut aussi utiliser les pieux comme ancrages.

On doit mettre en œuvre des pieux que s'ils répondent à un des besoins ci-dessus. Il était Généralement admis que l'on pouvait toujours battre des pieux lorsqu'un problème délicat était posé et que, en tout cas, ils ne pouvaient entraîner d'ennuis supplémentaires. En fait, une telle solution peut être inefficace, voir dangereuse. Par exemple, dans le cas d'une couche épaisse d'argile très raide surmontant une grande épaisseur d'argile molle, les études de sol Peuvent montrer que l'argile raide a une force portante suffisante pour rendre possible une Répartition des contraintes acceptable sur la couche sous-jacente, si une solution de fondation Sur semelle est adoptée. Par contre, l'emploi des pieux peut détruire cet avantage. Le tassement total peut également être augmenté par remaniement de l'argile en cours de battage. [11]

III.2.3. Terme de pointe-Frottement latéral :

La fondation profonde présente une surface d'appui sur l'horizon d'assise égale à sa section. Cette surface d'appui engendre une réaction du sol que l'on appelle terme de pointe.

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol [3] ; le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latérale positif f_p vers le haut (Fig. III-2). Si le sol se

déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (S_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol, Le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif F_n qui surcharge (fig. III-2). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point auquel le déplacement du pieu égale celui du sol. [13]

Le frottement négatif se produit dans les sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- De la compressibilité du sol.
- Des surcharges de longue durée.
- De l'interface entre le sol et le pieu [13]

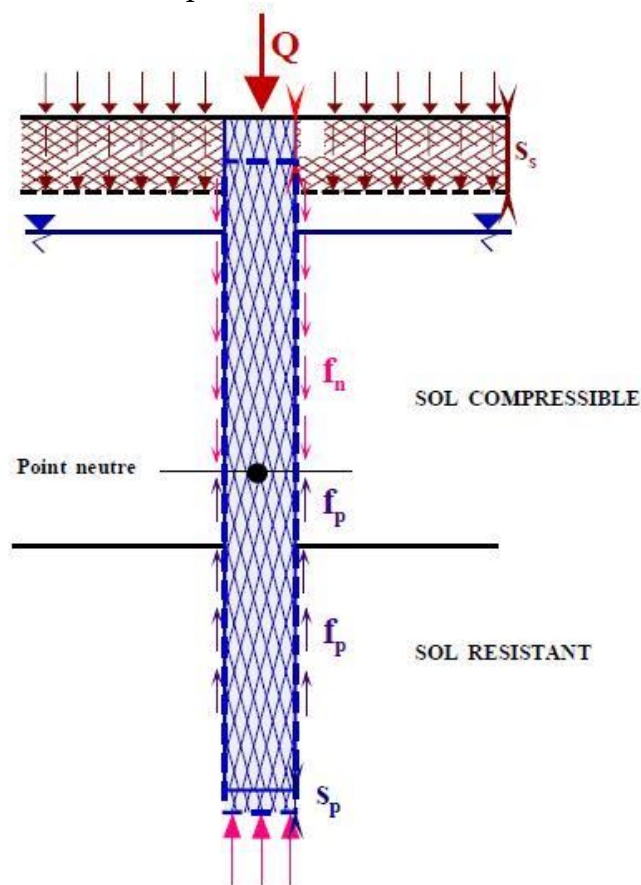


Figure III.2 : Mécanisme du frottement latéral positif et négatif

III.2.4. Différentes catégories de pieux :

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous [13] :

- a) **Pieux façonnés à l'avance**
 - Battu préfabriqué
 - Métal battu
 - Tubulaire précontraint
 - Battu enrobé
 - Battu ou vibrofoncé, injecté haute pression
- b) **Pieux à tube battu exécuté en place.**
 - Battu pilonné
 - Battu moulé
- c) **Pieux forés.**
 - Foré simple
 - Foré tubé
 - Foré boue
 - Tarière creuse (type 1 à type 3 selon la technologie utilisée)
 - Vissé moulé
 - Injecté haute pression
- d) **Puits**
- e) **Pieux foncés**
 - Béton foncé
 - Métal foncé
- f) **Micro pieux de diamètre inférieur à 250 mm**

III.3. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux :

III.3.1. Pieux à tube battu moulés dans le sol et leurs modes d'exécutions:

- 1) Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque perdue.
- 2) Battage du tube par mouton hydraulique ou diesel.
- 3) Et 4) Mise en place d'armatures ponctuelles ou totales et coulage de bas en haut.
- 4) Extraction du tube (vibré si nécessaire) [13]

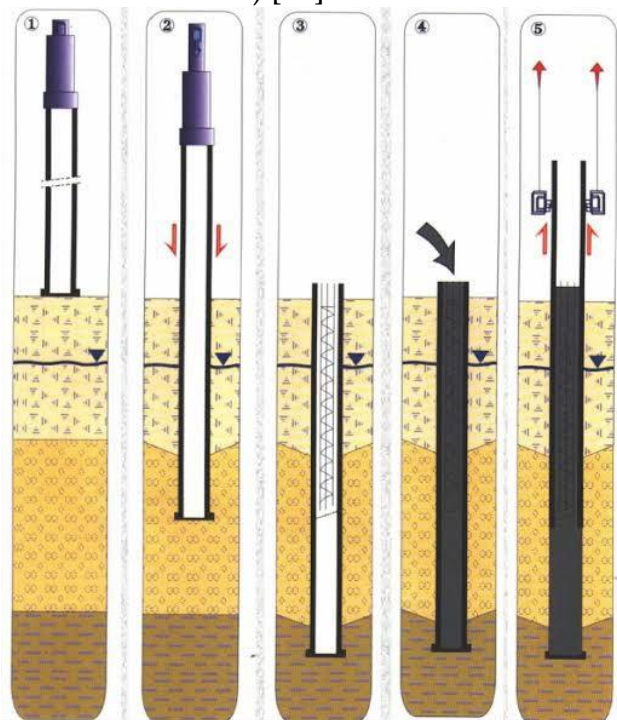


Figure III.3: Pieux à tube battu moulés dans le sol

III.3.2. Pieux forés simple et leurs modes d'exécutions :

- 1) Et 2) Forage et Curage du fond.
- 2) Introduction cage d'armature.
- 3) Bétonnage de bas en haut.
- 4) Recépage de la tête. [13]

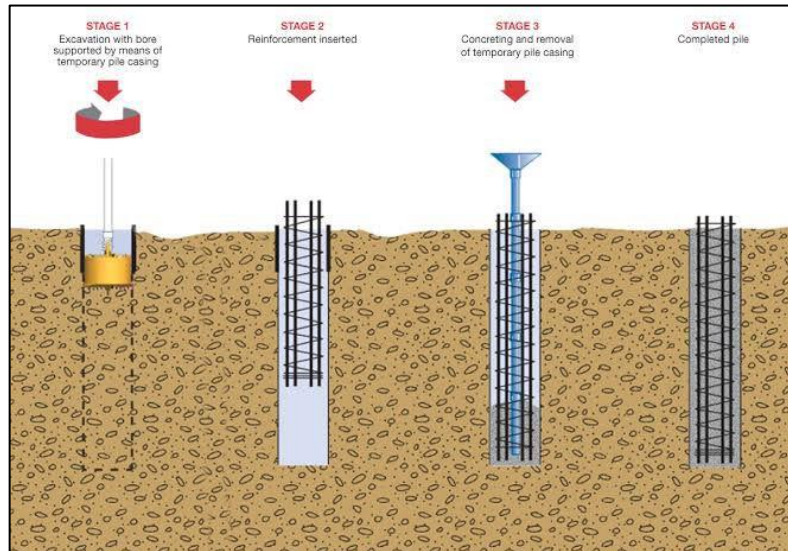


Figure III.4 : Pieux forés simple

III.4. Renforcement du sol par des pieux

Les fondations profondes sur pieux sont utilisées lorsque le sol en surface ne présente pas une capacité portante suffisante pour supporter les charges de la structure. Elles permettent de transférer les efforts vers des couches de sol plus résistantes en profondeur. Ce type de fondation est courant pour les ouvrages lourds ou sensibles aux tassements. Toutefois, lorsqu'un sol intermédiaire offre une portance acceptable, d'autres solutions comme les colonnes ballastées peuvent être envisagées. [15]

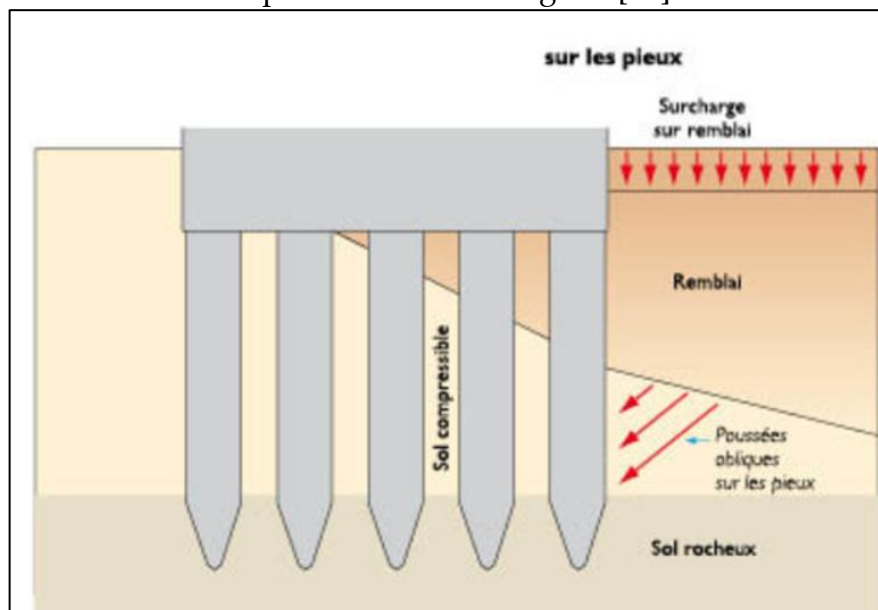


Figure III.5: Fondation sur pieux

III.4.1. Dimensionnement des fondations profondes

III.4.1.1. Calcul de la capacité portante

Il existe différents essais pour estimer la capacité portante d'un pieu. Dans notre projet, deux essais in situ ont été réalisés : l'essai pressiométrique (PMT) et l'essai au pénétromètre standard (SPT). Bien que les deux soient exploitables, nous avons choisi de baser nos calculs sur les résultats de l'essai pressiométrique, car il fournit des données plus fiables pour le dimensionnement des pieux dans les sols rencontrés sur le site. [15]

III.4.1.2. Méthode pressiométrique

La méthodologie de calcul est comme suivie : [15]

➤ Calcul de la zone utile

$$Z_U = [D-b ; D+3a]$$

$$a = \max \left\{ \frac{B}{2} ; \frac{1}{2} m \right\} \rightarrow B \text{ étant en mètres}$$

$$B = \min(a, h)$$

H : est la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée. En absence d'une couche résistante est prise égale à 0.

Calcul de pression pressiométrique limite équivalente nette P_{le}^* , qui est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ en dessous de la pointe et de b au-dessus :

$$P_{le}^* = \frac{1}{B+a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot dz$$

On peut calculer P_{le}^* en utilisant la sommation des trapèzes, obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette $p_{le}^*(z)$, soit :

$$P_{le}^* \approx \frac{1}{B+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* \cdot (z) \Delta z$$

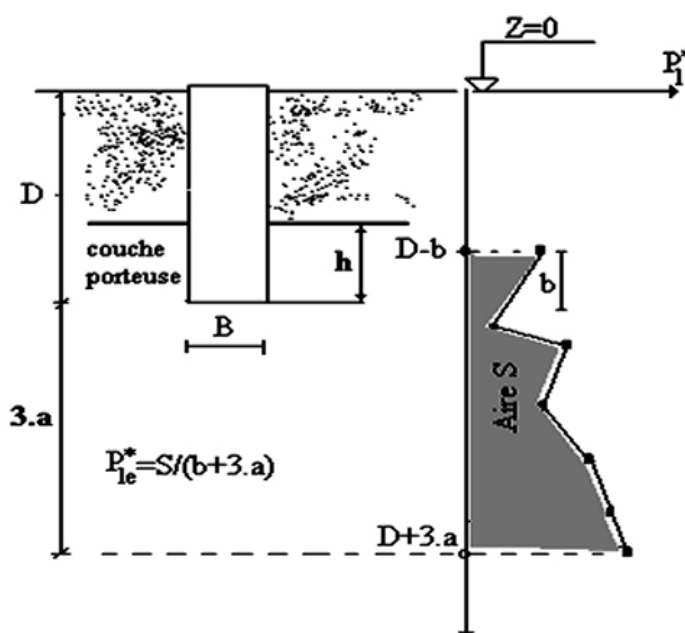


Figure III.6: Schéma de calcul de la pression limite équivalente.

➤ Calcule de résistance en pointe :

$$q_l = k_p P_{le}^*$$

K_p : Est le facteur de portance pressiométrique donné au tableau 3.1, en fonction de la catégorie du sol obtenue du tableau, et du mode d'installation du pieu dans le sol. [15]

Tableau III-1: Valeurs du facteur de portance pressiométrique. [15]

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage...)
argile / limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sables/graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Graies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-Calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20

Tableau III-2: Classification des sols selon leurs propriétés mécaniques. [15]

Classe de sol		Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles,	A- Argiles et limons mous	< 0.7	< 3.0
	B- Argiles et limons fermes	1.2 à 2.0	3.0 à 6.0
	C- Argiles très fermes à dures	> 2.5	> 6.0
Sable, graves	A- Lâches	< 0.5	< 5
	B- Moyennement compacts	1.0 à 2.0	8.0 à 15.0
	C- Compacts	> 2.5	> 20.0
Craies	A- Molles	< 0.7	< 5
	B- Altérées	1.0 à 2.5	> 5.0
	C- Compacts	> 3.0	
Marnes Marno-calcaires	A- Tendres	1.5 à 4.0	
	B- Compacts	> 4.5	
Roches ⁽¹⁾	A- Altérées	2.5 à 4.0	
	B- Fragmentées	> 4.5	

⁽¹⁾ L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires schisteux ou d'origine granitique s'il est parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométrique supérieurs à 50-80 MPa

- Déterminer l'effort limite Q_p en pointe dont l'aire de sa section est S , tel que :

$$Q_p = S_{qt}$$

A une profondeur donnée, déterminer la contrainte de frottement latéral q_s en fonction de la pression limite nette Pl^* , en choisissant la courbe Q décrivant cette fonction, e mode d'installation du pieu.

La détermination de q_s se fait à partir de la figure 3.3 ou calculée par les expressions suivantes, en notant par n le numéro de la courbe Q , et en exprimant Pl^* en MPa :

- Courbes Q_1 à Q_4 :

$$q_s(z) = \begin{cases} 0,04n \frac{P_1(z)}{1+0,5n} (2 \frac{P_1(z)}{1+0,5n}) & \text{si } P_1 \leq 1 + 0,5n \\ 0,04n & \text{si } P_1 \geq 1 + 0,5n \end{cases}$$

- Courbes Q_5 à Q_7 :

$$Q_5 = q_s(z) = \min \left\{ \frac{Pl(z)-0,2}{9}, \frac{Pl(z)+3,3}{32} \right\}$$

$$Q_6 = q_s(z) = \min \left\{ \frac{Pl(z)-0,4}{10}, \frac{Pl(z)+0,4}{30} \right\}$$

$$Q_7 = q_s(z) = \min \left\{ \frac{Pl(z)+0,4}{10} \right\}$$

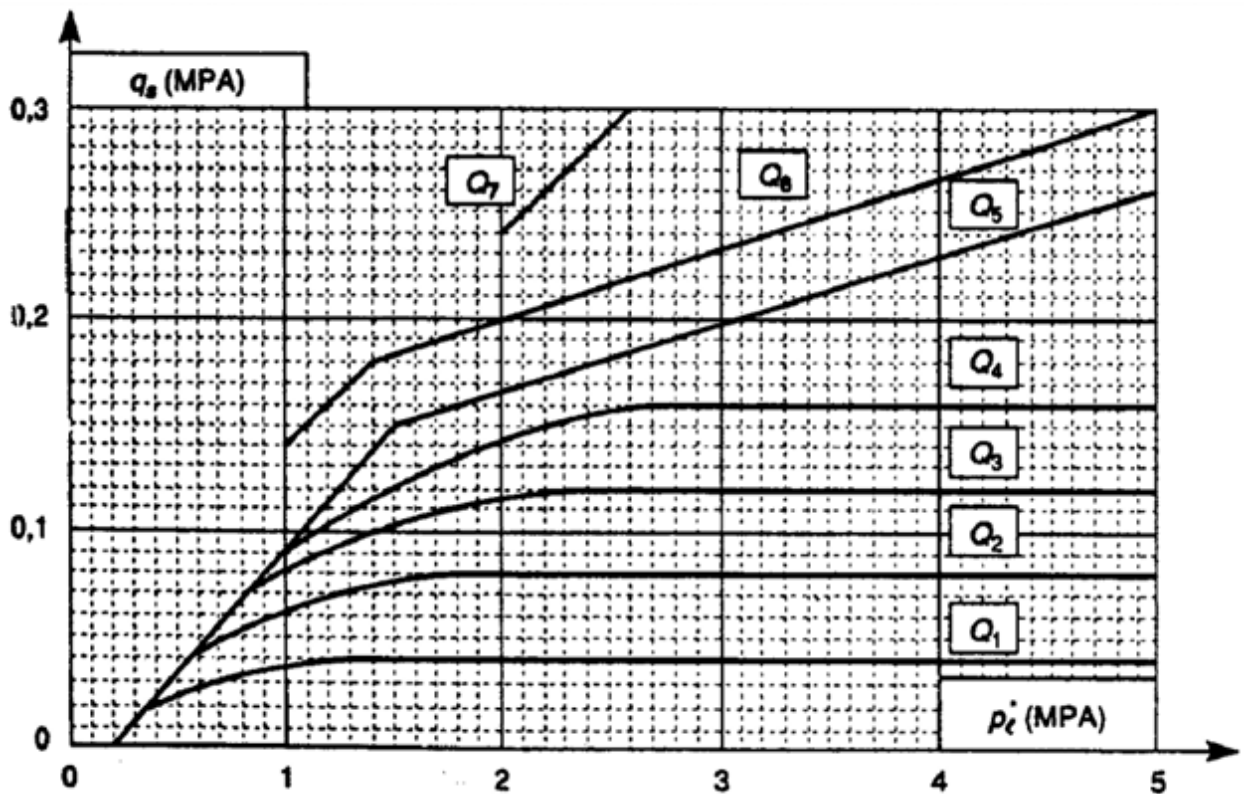


Figure III.7: Contrainte de frottement latéral limite q_s en fonction de Pl^* .

Tableau III-3 : Courbes de frottement latéral limite.[15]

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₂	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré doux	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré tube (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tubé (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂	(4)			Q ₂	Q ₃
Puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	(4)			Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			(4)			Q ₃	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄	(4)			Q ₃	Q ₄
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,
(2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),
(3) Forage à sec, tube non louvoyé,
(4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux, Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas,
(5) Sans tubage ni virole forcé perdu (parois rugueuses),
(6) Injection sélective et répétitive à faible débit

- En notant par P le périmètre du pieu, calculer l'effort Q_s de frottement latéral limite par :

$$Q_s = p \int_0^D q_s(z) dz$$

- Calcule de la fiche équivalente du pieu, soit D_e , telle que :

$$D_e = \frac{1}{p_{*le}} \int_0^D p_{*l}(z) dz$$

- Calculer D_e/B et vérifier que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant :
- Fondation profonde pour $D_e/B > 5$,
 - Fondation semi-profonde pour $1.5 < D_e/B$,
 - Fondation superficielle pour $D_e/B < 1.5$.

III.5. Amélioration du sol par colonne ballastées :

Depuis quelques décennies, les techniques de vibration profonde connaissent un essor considérable, tant du point de vue de la conception et de l'amélioration des moyens et matériels d'exécution que de celui des méthodes de dimensionnement. L'amélioration des sols au moyen de colonnes ballastées est issue du procédé de densification des sols grenus par vibrocompactage introduit en Allemagne par Keller en 1936 et développé par Sergey Steuerman en Floride et par Taylor Woodrow en grande Bretagne. Cette technique est maintenant utilisée dans le monde entier y compris en Algérie où le procédé commence à se lancer de plus en plus.

La conception et le développement de nouveaux vibreurs et d'ateliers puissant munis d'enregistreurs de paramètres en temps réel ont permis, à ce jour, d'assurer une bonne exécution des colonnes en offrant de meilleures conditions de continuité et compacité grâce au bon refoulement du sol et à l'intensité du vibrocompactage continu du ballast. Ces améliorations permettent de faire jouer aux colonnes leur plein rôle, qui consiste à :

- Augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- Accélérer la consolidation par l'effet drainant du ballast ;
- Réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques pour les sols liquéfiables ;
- Réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- Contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- Améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité.

Dans le domaine de la justification des colonnes ballastées, aux prescriptions du DTU 13.2 s'ajoute, tout de même, un grand nombre de travaux de recherche et de développement entrepris, en particulier dans les années 1980, par plusieurs auteurs qui ont abouti, d'une manière générale, à des abaques pour déterminer l'état des contraintes ou pour évaluer la réduction des tassements sous les ouvrages. Ces abaques sont généralement très simples à utiliser et sont bien adaptés aux ouvrages souples (radiers et dallage de grandes dimensions, remblais de grandes longueurs, etc.). Pour le contrôle des colonnes ballastées, le DTU 13.2 définit, avec peu de clarté, le type et la consistance des essais de contrôle. Mais en pratique, il est d'usage de procéder comme suit :

avant l'exécution des travaux : réalisation de colonnes d'étalonnage et d'information pour valider la conception de procédé (longueur des colonnes, leur diamètre, cote de refus éventuel) en fonction des données géotechniques de rapport de sol et des critères du projet ; - en cours et en fin d'exécution : réalisation de sondages de reconnaissance géotechniques (pénétromètre statique ou éventuellement dynamiques peu adapté, pressiomètre) au sein des colonnes pour vérifier la validité des critères de réception imposés par le DTU 13.2 et d'essais de chargement pour suivre les déformations des colonnes sous une charge plus élevée que la charge (de service) appliquée. [12]

III.5.1. La méthode de Priebe :

Priebe assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais, présentant les mêmes caractéristiques drainées que le sol compressible, à savoir un module d'élasticité E_s et un coefficient de Poisson ν_s .

Le système « sol-colonne » est modélisé selon les hypothèses suivantes :

- ✓ Le sol présente un comportement élastique et linéaire ;
- ✓ Le matériau de la colonne est en équilibre en régime actif contraint, ce qui signifie que ses déformations suivent celles du sol environnant ;
- ✓ Le matériau de la colonne est considéré comme incompressible, avec des déformations se produisant à volume constant ;
- ✓ Le sol compressible entourant la colonne, dans une couronne cylindrique, est également modélisé comme un matériau élastique linéaire, caractérisé par un module E_s et un coefficient de Poisson ν_s constants sur toute la profondeur ;
- ✓ L'hypothèse de conservation des sections planes est supposée vérifiée. [13]

III.5.2. Définition des paramètres caractéristiques des colonnes :

L'étude du comportement et du dimensionnement des colonnes ballastées conduit à introduire les paramètres usuels suivants [13] :

- Le taux d'incorporation (ou coefficient de substitution), noté a .
- Le rapport de concentration des contraintes, noté n .
- Le facteur de réduction des tassements, noté β

III.5.2.1. Rapport de concentration de charge :

Les colonnes ballastées possèdent une résistance et une rigidité (module de déformation) supérieures à celles du sol environnant. Cette différence entraîne un transfert de la charge appliquée σ_0 par la fondation vers les colonnes. Ainsi, la contrainte supportée par la colonne σ_c augmente, tandis que celle supportée par le sol σ_s diminue. Ce mécanisme de transfert de charge est illustré dans (la figure V-4). [13]

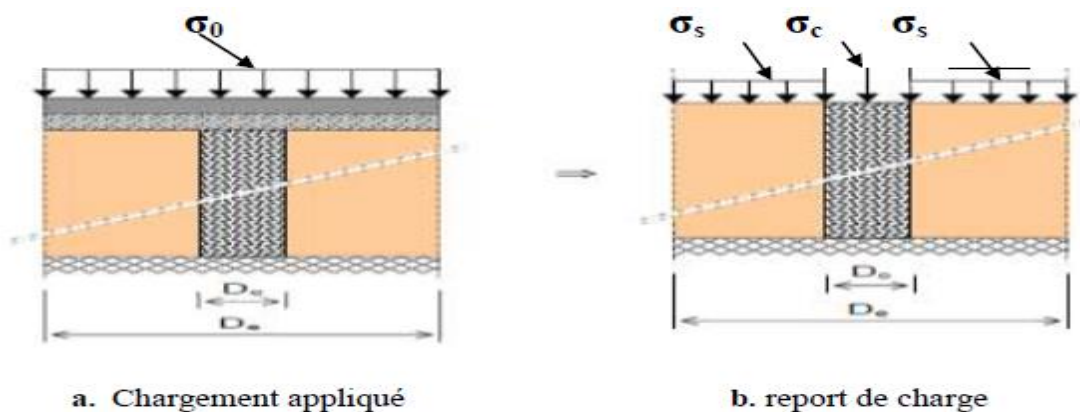


Figure III.8 : Mécanisme de transfert de charge

La répartition des contraintes entre les colonnes et le sol est décrite par l'équation suivante :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot (A - A_c) \quad (1)$$

A : Section du radier

A_c : Surface occupée par les colonnes.

A_s : la différence entre la surface de radier et la surface des colonnes.

Le rapport de concentration des contraintes noté n est donné par la formule suivante :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (2)$$

La concentration des contraintes sur la colonne n'est pas immédiate mais elle se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire qui correspond à l'évacuation de l'eau due à l'effet drainant du ballast. [13]

III.5.2.2. Définition du taux d'incorporation :

Le taux d'incorporation ou coefficient de substitution (**a**) est le rapport de l'aire traitée **A_c** (section de la colonne) à l'aire totale du domaine d'influence de la colonne (**A**) [13] :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (3)$$

La combinaison des équations (1) et (2) conduit à l'égalité suivante :

$$\sigma_0 = a \cdot \sigma_c + \sigma_s \cdot (1 - a) \quad (4)$$

III.5.2.3. Facteur de réduction des tassements :

C'est le rapport du tassement initial ΔH_i du sol sans le traitement au tassement observé ΔH_f du milieu homogénéisé obtenu après traitement par colonne ballastées :

$$\beta = \frac{\Delta H_i}{\Delta H_f} \quad (5)$$

La relation entre le rapport de concentration des contraintes et la rigidité des matériaux est comme suite :

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (6)$$

La relation entre le facteur de réduction des tassements et les contraintes dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du sol est de forme :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \quad (7)$$

La combinaison des équations (1), (3), (6) et (7) conduit aux égalités suivantes :

$$\beta = (n - 1) \cdot a + 1 \quad (8)$$

Dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), on peut alors exprimer les deux contraintes σ_c et σ_s par :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) \cdot a + 1} \quad (10)$$

Et

$$\sigma_c = n \cdot \sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) \cdot a + 1} \times \frac{E_c}{E_s} \quad (11)$$

A partir des hypothèses, Priebe en déduit une amélioration des sols définie par le facteur de réduction des tassements (**β**), aussi appelé facteur d'amélioration **n₀**, qui caractérise l'efficacité de traitement

$$\beta = n_0 = 1 + ax \left[\frac{0.5 + f(V_{s,a})}{K_{ac} \cdot f(V_{s,a})} - 1 \right] \quad (12)$$

Avec :

V_s : le coefficient de Poisson du sol

$f(V_s, a)$: est une fonction donnée par :

$$f(V_{s,a}) = \frac{(1-\nu_s)x(1-a)}{(1-2\nu_s)+a} \quad (13)$$

K_{ac} Est le coefficient de poussée du ballast. Il est exprimé par :

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (14)$$

φ_c : L'angle de frottement du ballast.

D'où le rapport des contraintes dans les colonnes aux contraintes dans le sol :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0.5+f(V_{s,a})}{K_{ac} \cdot f(V_{s,a})} \quad (15)$$

σ_s : Contrainte appliquée par l'ouvrage en service (ELS).

σ_c : Contrainte admissible du sol.

Connaissant l'angle de frottement φ_c du matériau de substitution (ballast) et la valeur de β , cette équation de second degré de (a) est résolvable analytiquement pour déterminer la maille de référence. Cette équation est développée par Priebe sous forme d'un abaque de dimensionnement pour différents angles de frottement du ballast (φ_c), représenté sur (la figure V-5)

▪ **Prise en compte de la compressibilité de la colonne :**

La compressibilité de la colonne se traduit par un accroissement Δa de la section de la colonne, fonction de la rigidité relative ; colonne / sol (E_c/E_s).

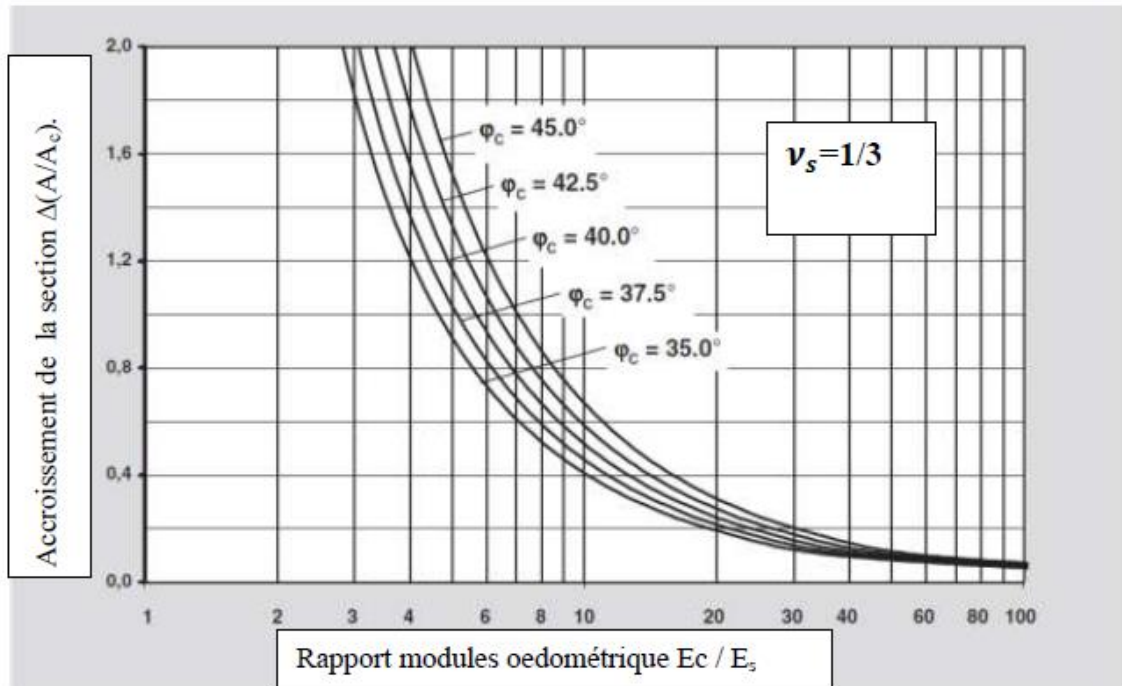
$$\Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)} \quad (16)$$

Où $\Delta\left(\frac{1}{a}\right) = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$ est directement donné par un abaque en fonction de rapport du module oedométrique E_{col} / E_{sol} . [13]

Le nouveau rapport de section $\bar{a}$ ($\bar{a} = a + \Delta a$) est injecté dans la formule (12) afin de déterminer le facteur d'amélioration n_1 qui tient compte de la compressibilité des colonnes ballastées, soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{0.5+f(V_{s,a})}{K_{ac} \cdot f(V_{s,a})} - 1 \right] \quad (17)$$

La valeur de n_1 peut être déterminée directement à partir de l'abaque de la (figure V-5) en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta (A/A_c)$.

Figure III.9 : Détermination de $\Delta(1-A/A_c)$

La prise en compte de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur f_d donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 - Y(\sum_i^n \sigma_{si} / \sigma_0)} \quad (18)$$

Où :

$\sum_i^n \sigma_{si}$: désigne la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche i à n).

σ_0 : Est la contrainte apportée par l'ouvrage.

Y : désigne le facteur d'influence qui est directement donnée par l'abaque de la (figure V-6)

Le nouveau rapport d'amélioration est donné par l'expression suivante :

$$n_2 = f_d \cdot n_1$$

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne a conduit Priebe (1995) à limiter le facteur de la profondeur (f_d) comme indiqué ci-dessous : [13]

$$1 \leq f_d \leq \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} \times \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

Avec ($f_d = 1$) lorsque la fondation est rigide.

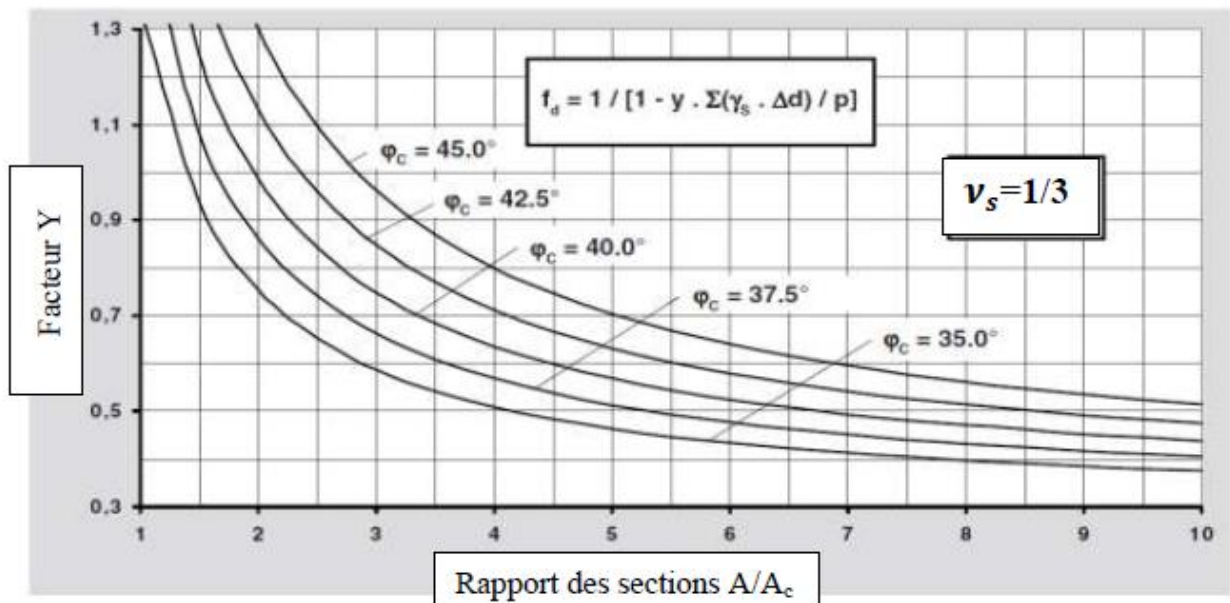


Figure III.10 : Détermination de facteur d'influence.

III.6. Détermination des actions sismique

III.6.1. Définition et objectif

Le renforcement par colonnes est une extension de la vibroflottation pour les sols qui contiennent plus de 8 à 10% de limon ou argile dont les éléments ne peuvent être réarrangés par la vibration à cause de la cohésion qui relie bien les particules du sol entre elles. Les colonnes sont des inclusions souples et verticales avec une section transversale circulaire. L'amélioration se fait par incorporation de matériau granulaire de forte portance et purement frottant (ballast) ne comportant aucun liant sur leur hauteur, suivi par un compactage successif, cette méthode est utilisée surtout pour les sols mous.

L'amélioration par colonnes ballastées permet d'atteindre certains objectifs généraux qui sont les suivants :

- L'amélioration globale des caractéristiques globales du sol (homogénéisation des caractéristiques géotechniques) ;
- L'augmentation de la capacité portante du sol sous l'ouvrage projeté (l'augmentation de sa résistance au cisaillement) ;
- La diminution des tassements ;
- La réduction de temps de consolidation par le drainage efficace de ces colonnes.

Par ailleurs, dans les zones potentiellement soumises aux séismes, une atténuation du potentiel de liquéfaction des sables lâches saturés est induite par la mise en place d'un réseau de colonnes.

En effet, et compte tenu du pouvoir drainant du matériau constituant les colonnes, les surpressions interstitielles créées lors d'un séisme peuvent être dissipées avec plus ou moins d'efficacité selon le maillage des colonnes, par conséquent on obtient une réduction du phénomène de liquéfaction. [12]

III.6.2. Domaine d'application :

Le domaine d'application des colonnes ballastées varie en fonction de plusieurs facteurs clés tels que le type d'ouvrage, les conditions géotechniques et la nature du sol. [12]

III.6.2.1. Par type d'ouvrage :

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés. La liste suivante, bien que non complète, rend compte de la variabilité des applications :

- Remblais routiers, ferroviaires ;
- Bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des bâtiments industriels comme des bureaux, hangars, zones de production, silos, réservoirs,
- stations de traitement des eaux usées (bacs de décantation, installations annexes)
- Pistes d'aéroport ; Stabilisation de talus.

Toutes ces applications peuvent se résumer en deux grandes catégories en fonction du mode de chargement par :

- ✓ FONDATION SOUPLE,
- ✓ FONDATION RIGIDE.

Cette distinction s'impose du point de vue de la répartition des charges entre l'ouvrage projeté et le complexe sol-colonne. (La figure III-5) permet de visualiser cette distinction de chargement. [12]

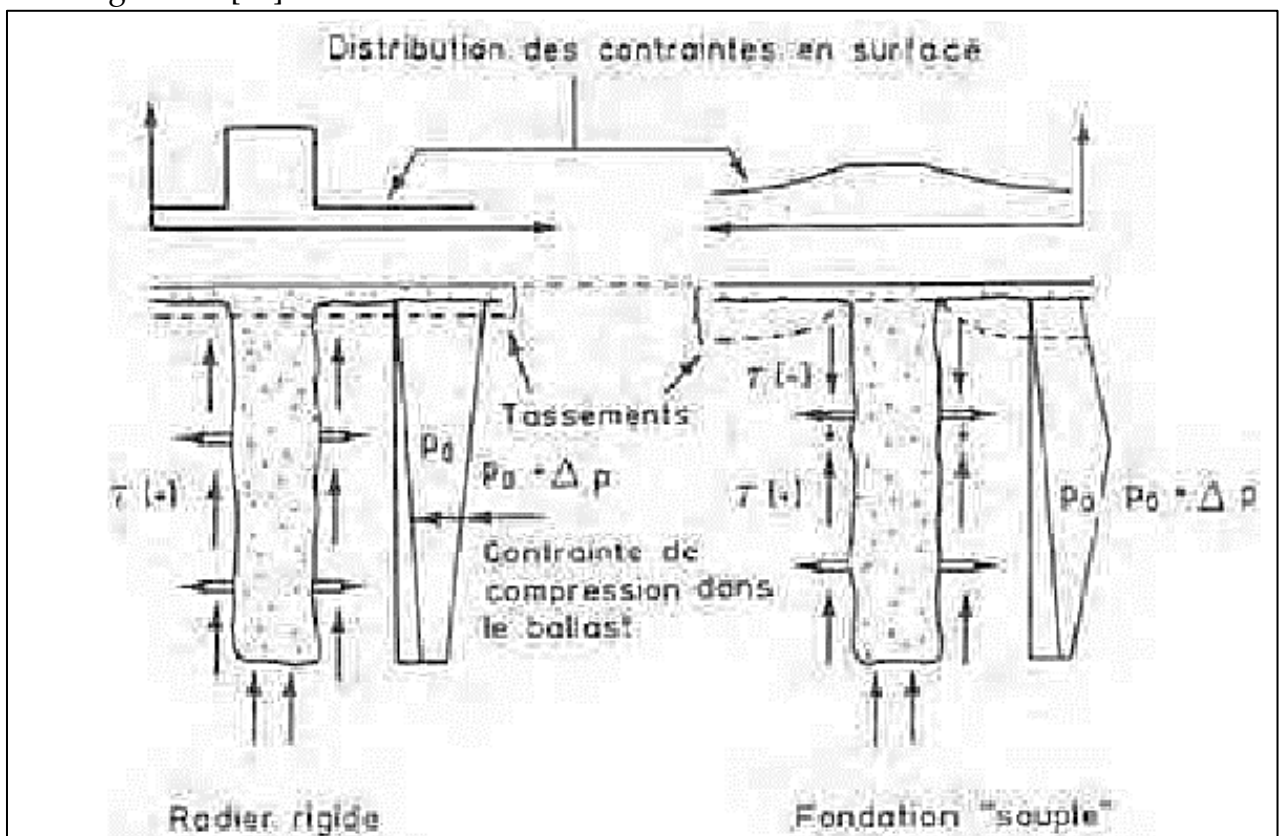


Figure III.11: Report des charges sur les colonnes dans le cas d'un radier rigide et d'une fondation souple

Par ailleurs, le mouvement latéral des sols mous sous l'application d'une charge par remblai n'est pas pris en compte dans le schéma de la fondation flexible mais est un cas particulier qu'il conviendra de traiter à part. En effet, il y a un fluage latéral du sol qui se produit en bordure d'ouvrage [12]

III.6.2.2. Par type du sol :

Les trois types de sols naturels présentés ci-après sont les sols pulvérulents, cohérents et organiques.

☞ Sols pulvérulents

Les sols pulvérulents ont été les premiers à être densifiés par vibration et par incorporation de matériau compte tenu de l'existence de la technique du vibrocompactage. (La figure III-12) présente, selon Massarsch (1991 b), la densification des sols pulvérulents en fonction des résultats d'essais de pénétration statique (*Cône Pénétrations Test*). La distinction des trois zones se fait de la manière suivante :

- Zone 1 : sol compactable par simple vibration ;
- Zone 2 : sol de faible compactibilité ;
- Zone 3 : sol non compactable par simple vibration.

La vibroflottation est donc bien adaptée aux sols de la zone 1 alors que les colonnes ballastées sont privilégiées pour les sols des deux autres zones. [10]

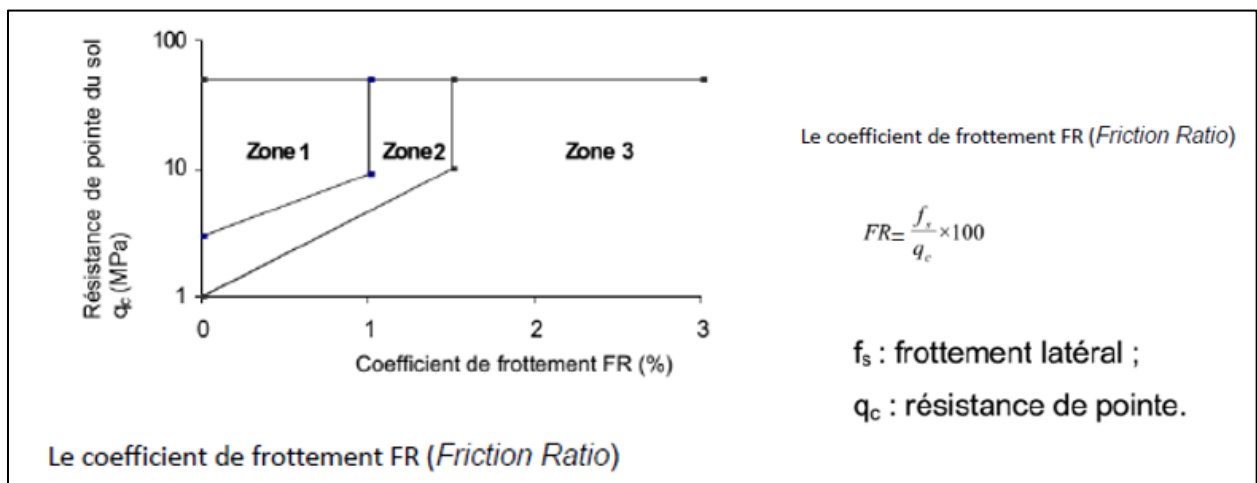


Figure III.12 : Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b).

- Les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes)
- La nature des sols est à dominante pulvérulente bien qu'une fraction de celle-ci soit polluée par des limons et argiles
- L'épaisseur des sols à traiter varie de 3 à 18 m.
- La valeur du nombre de coups par 30 cm varie de 2 à 30, c'est-à-dire que les sols sont lâches ($N < 10$) à moyennement denses ($10 < N < 30$)
- La valeur de la résistance de pointe varie de 0,1 à 25 MPA, c'est-à-dire que les sols sont lâches ($q_c < 5$ MPA) à denses ($q_c > 20$ MPA).

- Les essais de laboratoire sont surtout réalisés afin de déterminer le pourcentage de fines.
- La technique la plus fréquemment employée est celle de la voie humide, par alimentation par le haut. [10]

☞ Sols cohérents

Les sols cohérents traités par colonnes ballastées sont des limons, des argiles, avec des pourcentages variables de matériau pulvérulent, ainsi que des sols organiques.

Le nombre de publications faisant état de colonnes ballastées mises en place dans les sols cohérents est plus important que celui faisant référence à des sols pulvérulents.

- Les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes)
- Les colonnes ballastées sont parfois utilisées pour la stabilisation des talus.
- L'épaisseur des sols à traiter varie en général de 2 à 15 m, exceptionnellement 27m.
- Les sondages par *SPT* sont rarement réalisés dans ce type de sol
- La valeur de résistance de pointe varie de 0,1 à 4 MPa, c'est-à-dire que les sols sont mous ($q_c < 3$ MPa) à fermes ($3 < q_c < 6$ MPa)
- La valeur de la cohésion non drainée mesurée par des essais scissométriques *in situ* varie de 11 (très molle) à 51 kPa (ferme)
- Les sondages pressiométriques réalisés indiquent des valeurs de pression limite nette comprises entre 0,1 et 0,5 MPa pour des modules pressiométriques de 0,3 à 5Mpa
- Lorsqu'ils sont réalisés, les essais de laboratoire sont des essais « œdométriques, de cisaillement et des limites d'Atterberg

III.6.3. Méthode d'exécution

a) *par voie humide alimentée par le haut ;*

L'exécution par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro-replacement), consiste à :

- Le vibreur pénètre dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur de traitement cherchée, pour réaliser un forage. Sa descente se fait grâce à l'effet combiné de son poids, de la vibration et d'eau de lançage ;
- Le vibreur est remonté, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le matériau de remplissage dans le forage préalable ;
- Le vibreur est réintroduit et le ballast est compactée par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

Il faut noter qu'au début de l'opération, le sol est saturé et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol. [16]

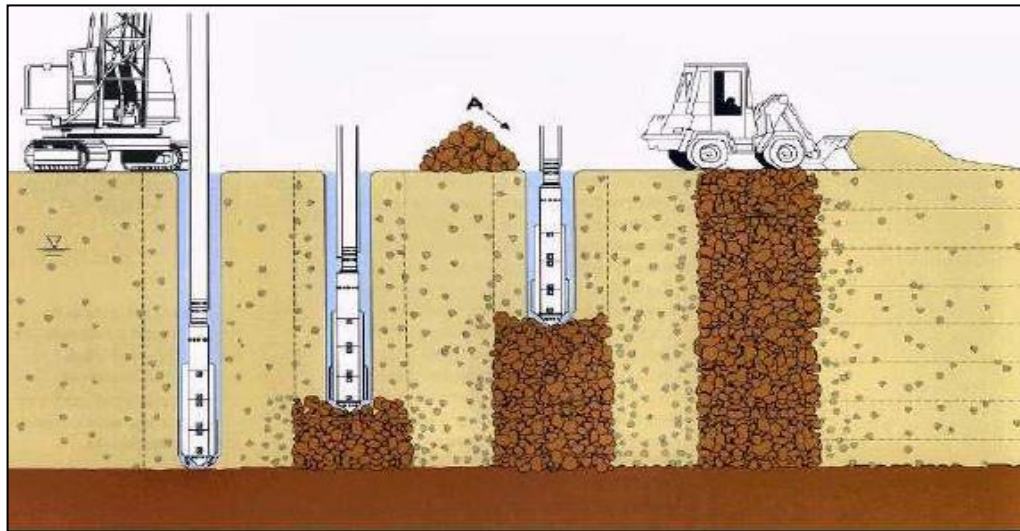


Figure III.13: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide. [17]

b) *par voie sèche alimentée par le haut :*

L'exécution par voie sèche, dite aussi par vibro-refoulement (vibro-déplacement), le procédé est le même la différence entre cette mode d'opératoire et celui précédente est le fluide de lançage, on utilise la pression d'air.

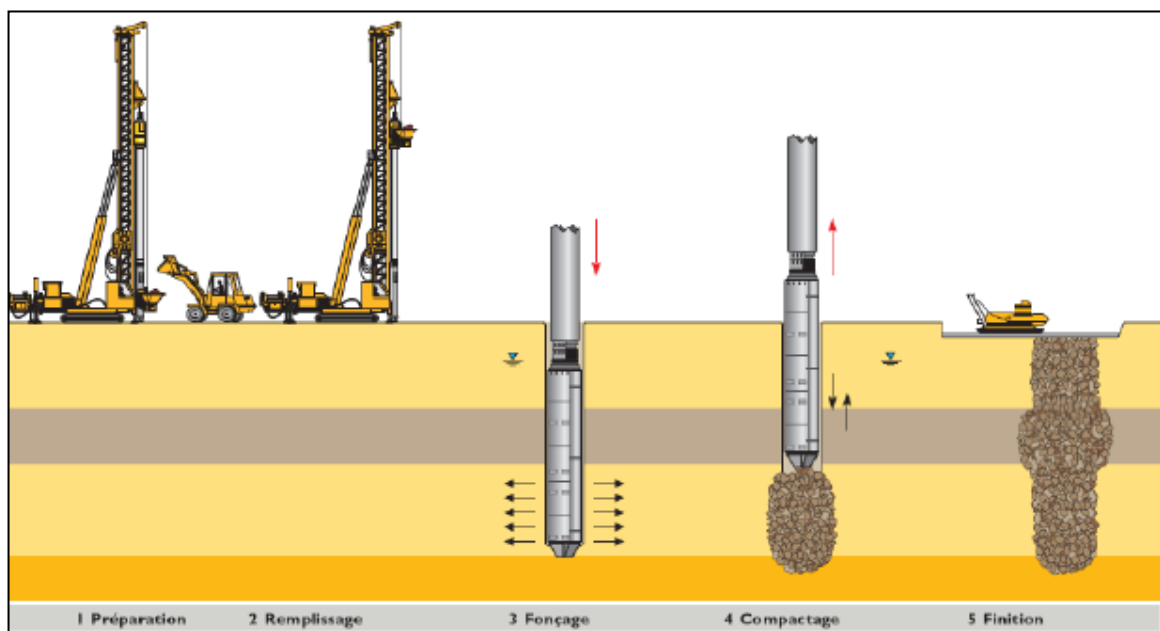


Figure III.14: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche. [17]

c) *par vibreur à sas alimentée par la base :*

La différence entre cette méthode et les deux méthodes précédentes est que le remplissage du ballast se fait au niveau de la base du vibreur sous une pression d'air constante. Les colonnes sont réalisées soit par voie humide ou sèche. L'ordre des phases successives est de 0.5m.

L'alimentation par haut est utilisée lorsque les grains de ballast sont de diamètre de 40-75 mm, dans le cas de l'alimentation par la base c'est pour les diamètres des grains 15-45 mm [16]

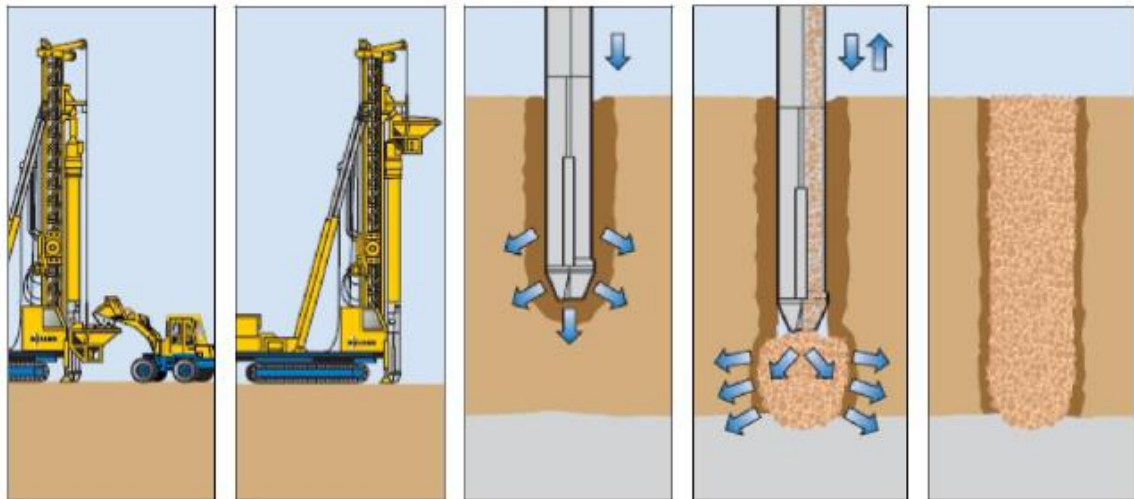


Figure III.15 : Principe de réalisation d'une colonne ballastées par alimentation par le bas [17]

III.7. Caractéristiques des colonnes ballastées

III.7.1. Matériaux

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et le plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35 ;
- MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30 ;
- LA+ MDE < 60.

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied (base) y sont plus sensibles.

Pour l'alimentation par haut le diamètre de ballast est 12 à 75 mm, mais dans l'autre méthode (alimentation par base) le diamètre des grains de ballast est inférieur (2-45 mm) au risque de bloquer le SAS qui est situé au sommet de vibreur.

III.7.2. Géométrie

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'à terre. D'après les entreprises spécialisées, les colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m ; dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10 m, sans excéder 20 à 25 m.[18]

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- Des caractéristiques géotechniques du sol ;
- Du mode d'opération (matériel, fluide de lançage) ;
- Du fuseau granulométrique de ballast.

On peut expliquer par ailleurs que le diamètre de colonnes par voie humide est supérieur à celui par voie sèche (les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide varie entre 80 et 120 cm) à cause de l'extraction de sol produit par le lançage à l'eau. Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées. .[18]

III.7.3. Avantages et limites

Comme toute technique d'amélioration de sol, les colonnes ballastées présentent des avantages et des limites.

III.7.3.1. Avantages

- un report immédiat d'une fraction des charges sur les colonnes ;
- une capacité de drainage accélérant la consolidation dans le cas de traitement de sol fin;
- la non-fragilité des colonnes lors des terrassements et un réglage obtenu sans recépage compliqué ;
- l'absence de matelas de répartition au-dessus des colonnes sous semelle ou radier ;
- l'absence d'un temps de séchage à respecter avant chargement ;
- l'absence de déblai, du fait de l'exécution par refoulement ;
- la possibilité de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques ;
- un coût très inférieur à celui des fondations profondes. [19]

III.7.3.2. Limites

- une réduction de tassement limitée à un facteur de l'ordre de 2 à 3 ;
- le risque de faux refus dans les sols comportant des blocs ou des éléments trop grossiers;
- la longueur de traitement limitée à 20 m avec les équipements courants ;
- la mise en communication de nappes superposées éventuelles avec un risque potentiel de pollution ;
- l'application à des sols assurant un confinement suffisant et stable dans le temps, donc excluant les sols trop mous et organiques.
- le besoin de disposer de bons matériaux granulaires ; [19]

III.8. Principe général de dimensionnement

Dans le cas d'un réseau de colonnes ballastées sous un ouvrage de grandes dimensions, il est d'usage de considérer le comportement d'une cellule élémentaire constituée de la colonne et de la maille associée. On suppose alors pour le dimensionnement que les déplacements latéraux sont nuls au bord de la cellule et que les déformations verticales sont égales dans la colonne et dans le sol sur toute la hauteur.

Les colonnes sont en général disposées suivant un maillage régulier qui peut être triangulaire ou rectangulaire. Selon la géométrie du maillage, le diamètre équivalent correspondant à une maille élémentaire cylindrique prendra différentes formes (figure III-10) . [19]

Dans le cas général, les deux critères de dimensionnement sont :

- la charge admissible globale sur le sol amélioré après traitement avec vérification de l'absence des de rupture colonnes ;
- le tassement du sol amélioré et le tassement différentiel entre les colonnes et le sol.

Pour certaines applications particulières, d'autres critères de dimensionnement doivent être respectés :

- le temps de consolidation dans le cas où l'effet drainant des colonnes est recherché ;
- la sécurité obtenue vis-à-vis des glissements circulaires dans le cas d'une application de stabilisation de talus. [19]

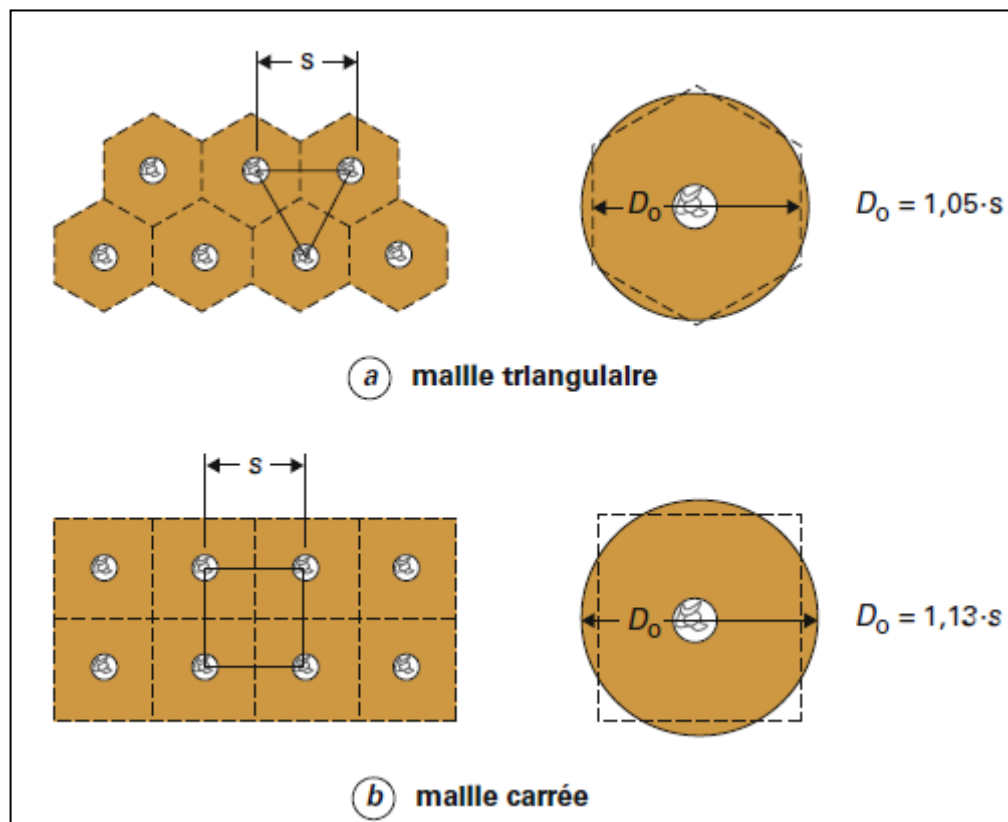


Figure III.16 : Diamètre équivalent de la cellule élémentaire selon la géométrie du maillage.

Dans la plupart des cas, c'est la réduction du tassement qui est recherchée.

La surcharge q appliquée à la surface du sol dans la maille se répartit entre la colonne et le sol en proportion de leurs aires respectives :

$$q \times A = q_{\text{col}} \times A_c + q_{\text{sol}} \times A_s$$

Le taux d'incorporation α est défini comme le rapport entre l'aire de la colonne et l'aire d'une maille :

$$\alpha = A_c/A$$

Le rapport de concentration de contrainte $n = q_{\text{col}}/q_{\text{sol}}$ caractérise le comportement de la colonne ballastée. Cette concentration de contrainte n'apparaît pas immédiatement lors du chargement mais se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation du sol.

Le facteur de réduction de tassement β permet d'exprimer l'efficacité du traitement en matière de tassement. Considérant que le tassement du sol non traité soumis à un chargement q est noté s_0 et que le tassement du sol traité est noté s , le facteur de réduction de tassement est déterminé par la relation :

$$\beta = s_0/s$$

En 1985, Soyez a proposé une relation reliant β à n , fondée sur l'hypothèse d'une redistribution des contraintes au prorata des modules qui peut être utile dans le cadre d'une première approximation :

$$\beta = 1 + (n-1) \alpha$$

Avec un rapport de concentration de contrainte $n = E_c/E_s$ compris entre 5 et 10. Le module équivalent s'écrit dans ce cas :

$$E_{\text{equ}} = \alpha E_c + (1-\alpha) E_s$$

Avec E_c et E_s les modules respectifs de la colonne et du sol

Plusieurs méthodes de dimensionnement ont été proposées par différents auteurs, mais celle de Priebe reste une des plus utilisée ; on trouvera sur la figure II.5 les abaques de dimensionnement proposés par cet auteur. [20]

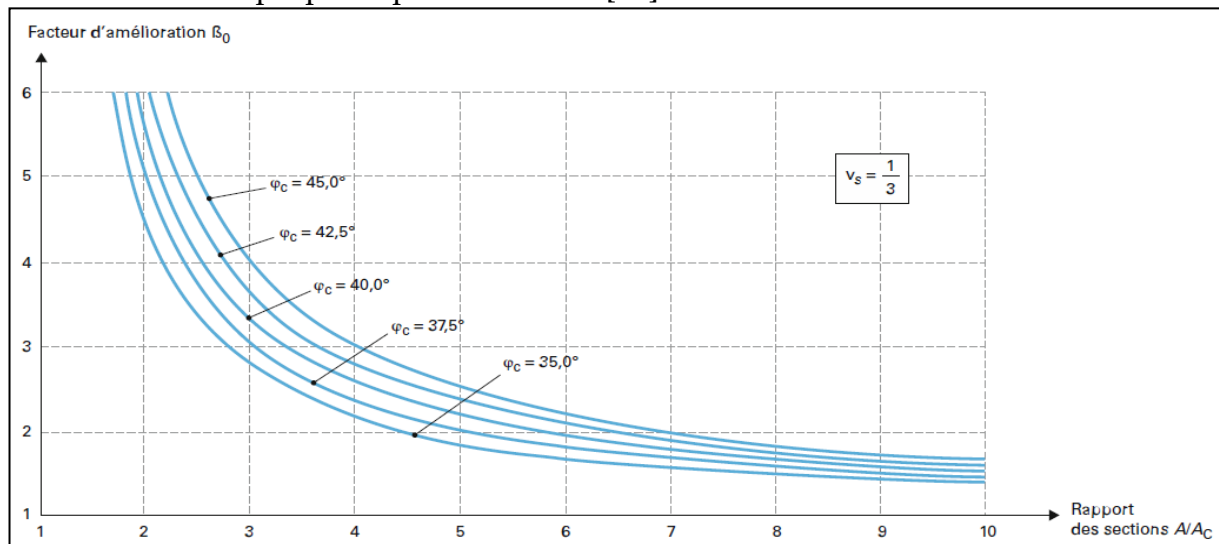


Figure III.17 : Facteur d'amélioration en fonction du rapport des sections et de l'angle de frottement interne du ballast (TI, 2021).

Selon Aslafiet Bouslahi (2017) indépendamment du dimensionnement du réseau de colonnes, il faut par ailleurs s'assurer de la stabilité d'une colonne isolée ; celle-ci peut se rompre selon trois schémas de rupture différents indiqués sur (la figure III-11) :

- rupture par expansion latérale qui est un critère souvent dimensionnant (figure III-12) ; ce critère conduit à limiter la contrainte verticale dans la colonne en fonction de l'étreinte latérale ;
- rupture par poinçonnement pour les colonnes courtes et flottantes (figure III-12) ;
- rupture par cisaillement généralisé qui est une rupture rare et qui peut apparaître dans le cas des colonnes courtes (figure III-12). [12]

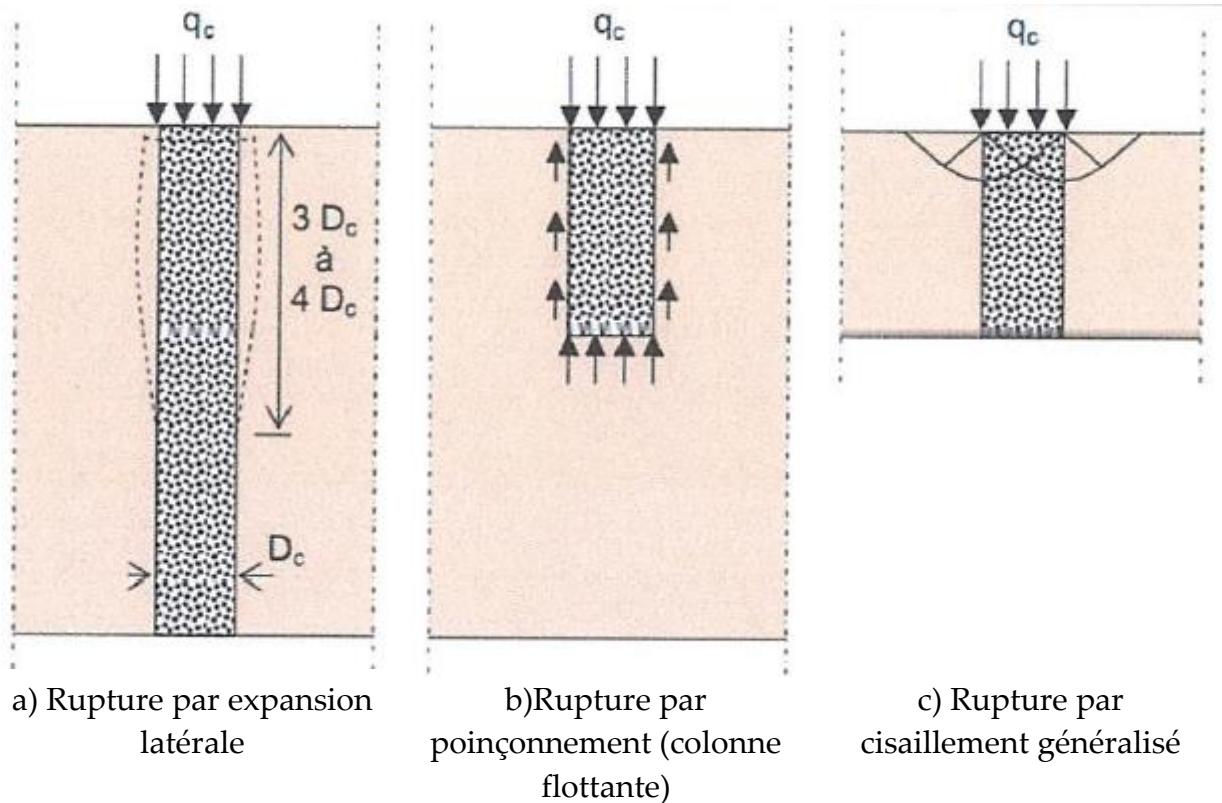


Figure III.18: Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée (Guerroui et Siouda, 2018)

Rupture par expansion latérale de la colonne ballastée

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur l'analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette du même matériau granulaire soumise à une pression axiale due à la fondation et à une contrainte de confinement égale à la résistance latérale qu'exerce le sol. Si l'on admet que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée (DTU 13.2), la contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne q_c . [12]

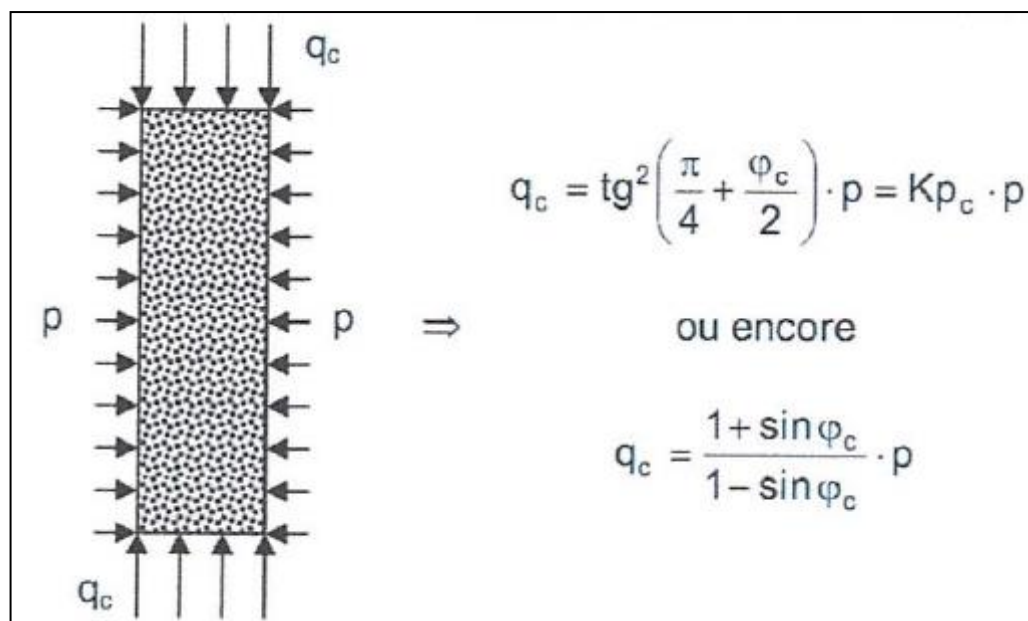


Figure III.19 : Mécanismes de rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée.

φ_c : angle de frottement interne du ballast.

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique ; elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ...etc.).

Par analogie avec la sonde pressiométrique Ménard, l'étreinte latérale peut être exprimée sous la forme :

$$P = p_l - u$$

Où :

- p_l : pression limite nette ;

- u : pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

D'après Gibson et Anderson (1961), inspirés des travaux de Bishop, Hill et Mott (1945) relatifs à l'expansion quasi statique d'une cavité à symétrie cylindrique, p_l peut être, dans le cas d'un sol purement cohérent en conditions non drainées, donné par l'expression :

$$p_l = (\sigma'_{h,0} + u_0) + k \cdot C_u$$

Avec

- $\sigma'_{h,0}$: contrainte horizontale effective dans le sol avant le traitement,
- K : coefficient multiplicateur donné par plusieurs auteurs en fonction d'un facteur appelé « indice de rigidité » I_r qui dépend de la cohésion non drainée C_u et du module d'élasticité du sol E_s (Brauns, 1978) ainsi que du coefficient de poisson ν_s du sol (Hughes et Withers, 1974).
- C_u : résistance au cisaillement non drainé du sol.

Le tableau ci-dessous (tableau III-4) donne les valeurs et l'expression du facteur multiplicateur k donné par plusieurs auteurs. [12]

Tableau III-4: Valeurs de coefficient multiplicateur k .[24]

Expression de k	Auteurs	Remarque
$k = 1 + \ln \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot C_u}$	Hughes et Withers Wroth et Hughes ⁽¹⁾	(1) $k=4$: valeur conseillée au vu d'essais drainés réalisés avec un pressiomètre autoforeur de Cambrigde
$k = 1 + \ln I_r$ $I_r = \frac{E_{sol}}{3 \cdot c_u} (1)$	Brauns Ghionna et Jamiolkowski ⁽²⁾ Nahrgang ⁽³⁾	(1) I_r : indice de rigidité pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée. (2) E_s : Estimation à partir d'essai in situ au pressiomètre autoforeur. (3) $k=6,18$: valeur donnée sur la base d'essais sur modèle réduit de colonnes

a) Rupture par poinçonnement du sol (colonnes flottantes) [12]

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement a lieu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ qui se transmet dans la colonne.

En appliquant les règles classiques adoptées pour les pieux (Hughes et al, 1975 ; Brauns 1980), l'équilibre d'un tronçon de la colonne pesante d'épaisseur fini « dz » conduit, pour une loi d'interaction sol-colonne linéaire (C_u = constante sur toute la hauteur de l'assise compressible), à l'équation suivante pour la rupture par poinçonnement :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z \left(\gamma_c - \frac{4C_u}{D_c} \right)$$

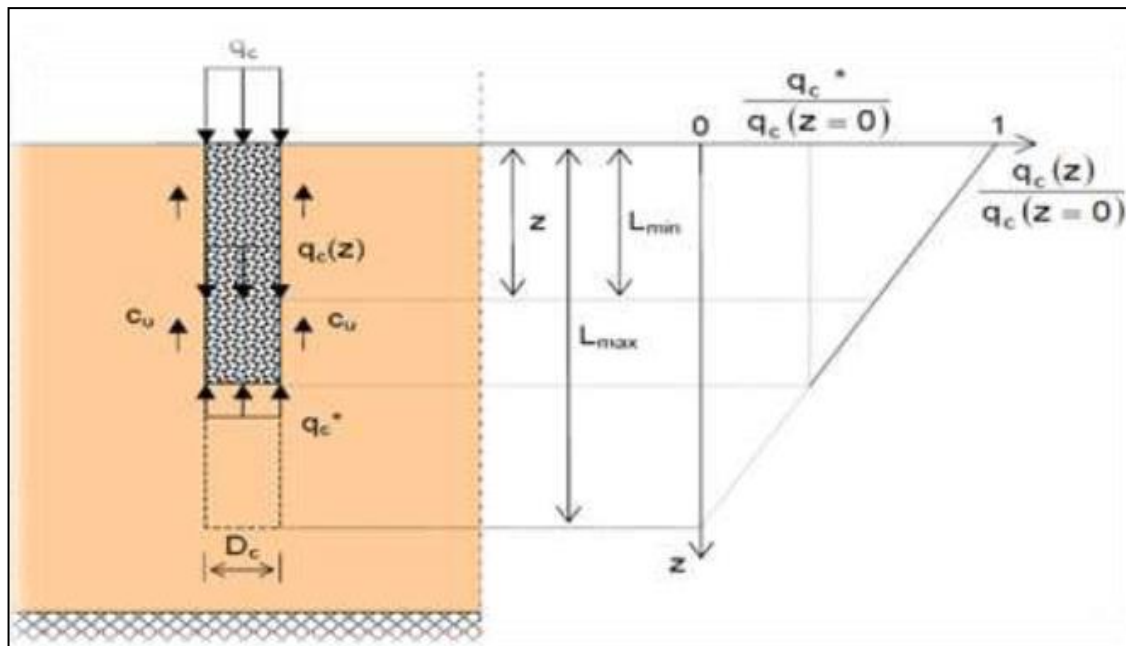


Figure III.20: Mécanismes de rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée isolée.

b) Rupture par cisaillement généralisé [12]

La rupture de la colonne ballastée par cisaillement généralisé doit être vérifiée pour les colonnes courtes. Brauns (1978) a introduit une hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle avec l'horizontale, centré sur l'axe de colonne et développé sur une profondeur h.

La contrainte verticale limite q_c en tête de la colonne est donnée sur (la figure III-14) suivante :

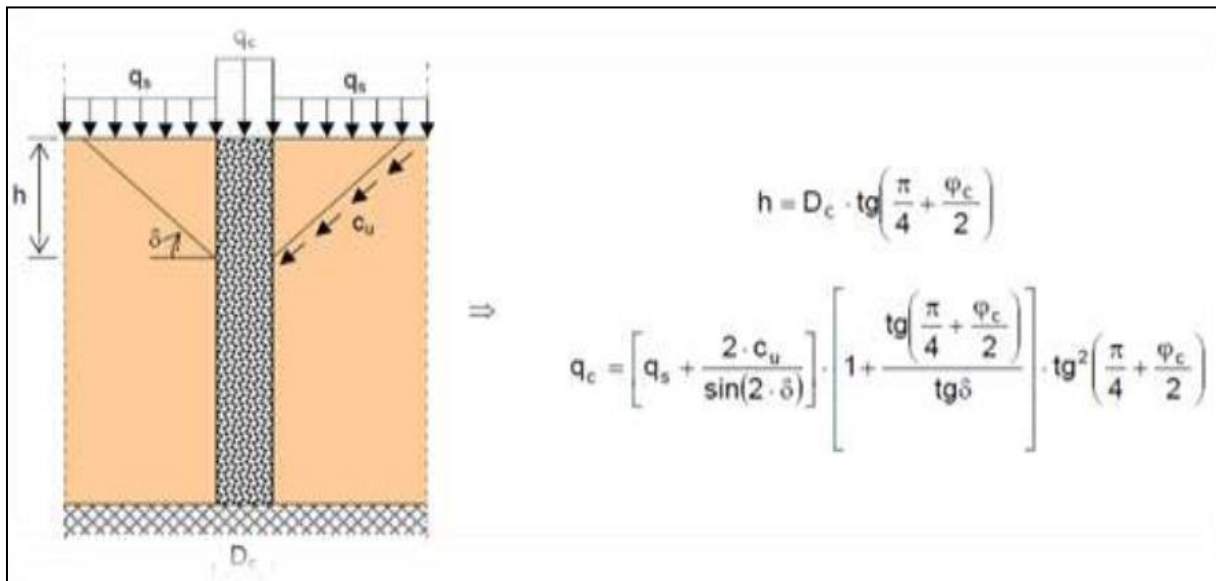


Figure III.21 : Mécanismes de rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolée.

III.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé, avec plus ou moins de détail, les techniques de renforcement des sols compressibles, qu'ils soient fins ou grenus, par l'utilisation de colonnes ballastées. Nous avons mis en évidence les avantages ainsi que les limites de cette méthode de renforcement.

Le chapitre suivant sera consacré à la présentation détaillée du projet étudié ainsi qu'à la description du problème géotechnique associé.

Chapitre IV :

Présentation du projet est logiciel

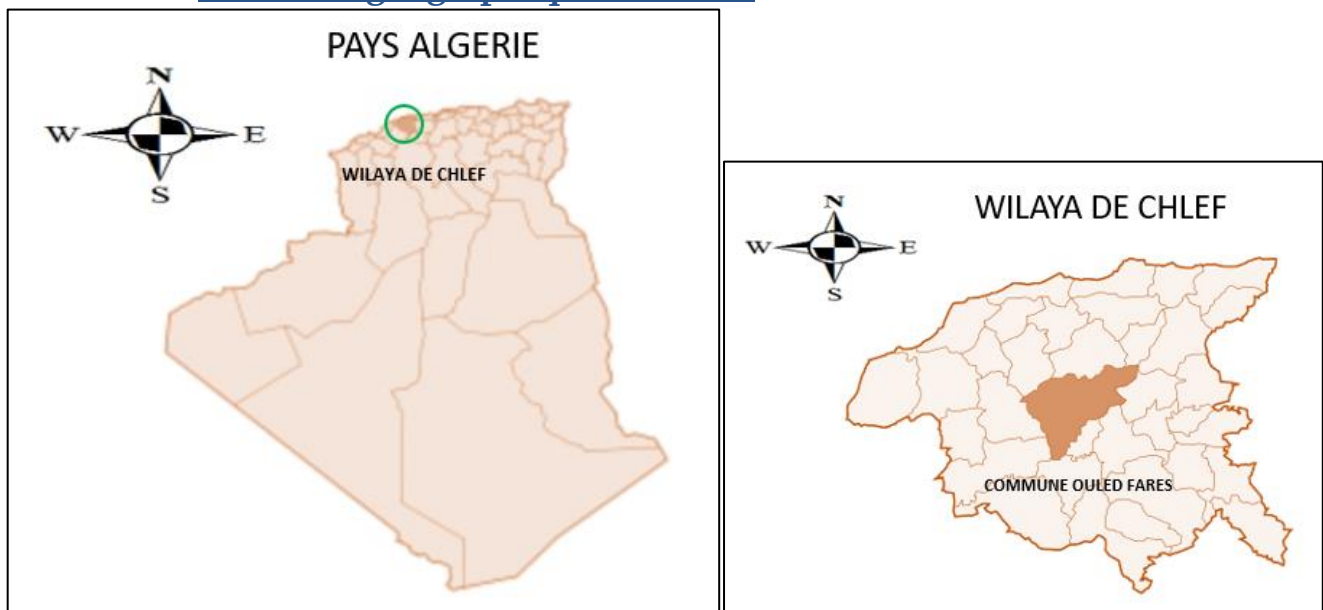
- ✍ IV.1. Introduction
- ✍ IV.2. Présentation du projet
- ✍ IV.3. Présentation de logiciel utilisé
- ✍ I.V. Conclusion

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons le pont étudié, situé dans la wilaya de Chlef. Il s'agit d'un ouvrage en béton armé, fondé sur un sol à faible portance. Ce pont s'inscrit dans un projet d'aménagement routier régional. L'étude porte sur le renforcement du sol au droit des appuis. Une comparaison entre l'utilisation de pieux et de colonnes ballastées est réalisée dans ce cadre.

IV.2. Présentation du projet :

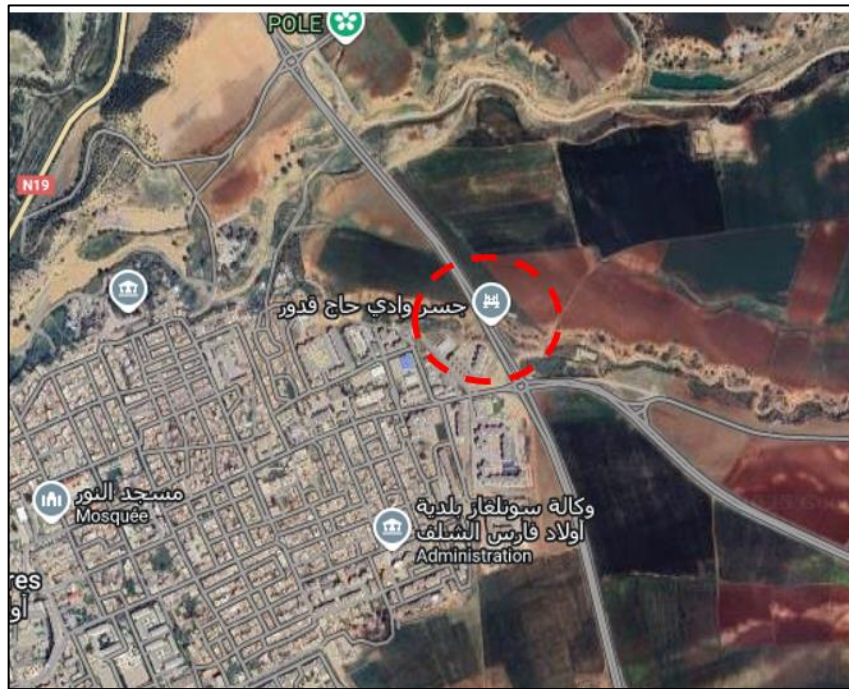
IV.2.1. Situation géographique du site :



(a) Description géographique et géologique de la zone



(b)Présentation de la route affectée



(c) localisation du projet étudié par Google earth.

Figure IV.1: Localisation du Site

IV.2.2. Données géotechnique du sol :

Les tableaux ci-dessous présentes les données des rapports géotechniques (SETS 2023, Société d'Etude Technique de Sétif et LNHHC de Chlef 2023, Laboratoire National de l'Habitat et de Construction) au niveau de la trémie, juste à côté du point étudié.

a) Données de SETS

D'après la figure présenté ci-dessus, nous avons prenez les données du point N° 4, qui est au niveau du tronçon étudié.

- Sondage carotté : sondages carottés de 10m.00 de profondeur ont été réalisés avec la sondeuse APAFOR, type de sondage : rotationnel.

La lithologie apparait aussi homogène tant en plan qu'en profondeur, elle constitué principalement par une couche d'argile brune à rougeâtre en profondeur recouverte par une couche des alluvions (tout venant d'oued ou un dépôt d'oued) de 03m.00 à 04m.00 d'épaisseur.



Figure IV.2 : Sondage carotté sur 10m de profondeur (SETS).

- Sondages Préssiometrique : l'essai préssiometrique est un essai de chargement du terrain in situ, il consiste à gonfler dans le sol, une sonde cylindrique dilatable, radialement placée dans un forage préalable en vue de déterminer les caractéristiques mécaniques in situ d'un sol.

Tableau IV-1 : Résultats d'essai préssiométriques.

SP 04				
N°	Profondeurs (m)	Module pressiométrique (E) en MPa	Pression limite (PL) en MPa	E / PL
1	1.00	14.4	0.59	24.7
2	2.00	22.7	1.30	17.5
3	3.00	31.0	0.99	31.4
4	4.00	23.3	0.88	26.4
5	5.00	42.2	1.46	28.9
6	6.00	41.2	1.61	25.7
7	7.00	42.6	1.81	23.6
8	8.00	28.6	1.42	20.1
9	9.00	69.6	1.20	57.8
10	10.00	23.2	1.12	20.7

- Sondage à la tarière :

Tableau IV-2 : Résumé des résultats d'essai.

ST N°	Profondeur (m)	W _n (%)	W _L (%)	W _P (%)	IP (%)	2 mm (%)	80 µm (%)	Classification LCPC	W _{opm} (%)	CBR à 95%	Proctor (t/m ³)
ST- 04	3.00 – 10.0	21.25	45	32	13	97.63	85.46	Lp	14.5	1.63	1.81

a) Données de LNHC de Chlef

Selon la figure présenté ci-dessus, nous avons prenez les données du point N° 2 (SC02 et SP02), qui est au niveau du tronçon étudié

- Sondage Présiométrique: des sondages de 20m.00 de profondeur ont été réalisés.

Tableau IV-3 : Résultats d'essais pré-siométrique de sondage N° 02 (LNHC).

Prof (m)	FORMATION	E (bars)	E (MPa)	E _{may} (MPa)	PL (bars)	PL(MPa)	PL _{may} (MPa)	Pf (bars)	E/PL	Classe
1.00	REMBLAI	16.62	1.66	3.77	7.93		1.17	4.70	2.10	S3
2.00		34.00	3.40		9.73			5.80	3.49	
3.00		43.13	4.31		10.69			6.40	4.03	
4.00		32.15	3.21		10.80			6.50	2.98	
5.00		35.83	3.58		13.29			8.00	2.70	
6.00		46.11	4.61		9.42			7.96	4.89	
7.00		42.06	4.20		13.16			8.00	3.20	
8.00		38.37	3.83		10.00			10.00	3.84	
9.00		62.02	6.20		23.86			14.37	2.60	
10.00		167.94	16.79		23.97			14.47	7.01	
11.00	ARGILE SABLO LIMONEUSE BRUNATRE A JAUNATRE	83.28	8.32	11.97	26.51		3.22	16.00	3.14	S3
12.00		129.29	12.92		38.34			23.00	3.37	
13.00		97.99	9.79		39.98			24.00	2.45	
14.00		104.33	10.43		41.62			25.00	2.51	
15.00		148.91	14.89		31.14			18.87	4.78	
16.00		126.21	12.62		25.30			15.75	4.99	
17.00		137.96	13.79		31.23			19.00	4.42	
18.00		135.52	13.55		27.64			19.32	4.90	
19.00		133.16	13.31		34.50			21.00	3.86	
20.00		138.59	13.85		34.97			21.31	3.96	

- Sondage carottée

La description lithologique des échantillons récupérés du sondage carotté montre que le terrain est constitué par une couche de remblai de différentes natures qui varie de 10 à 12 m suivi par des argiles sablo limoneuses brunâtres à jaunâtres graveleuses.

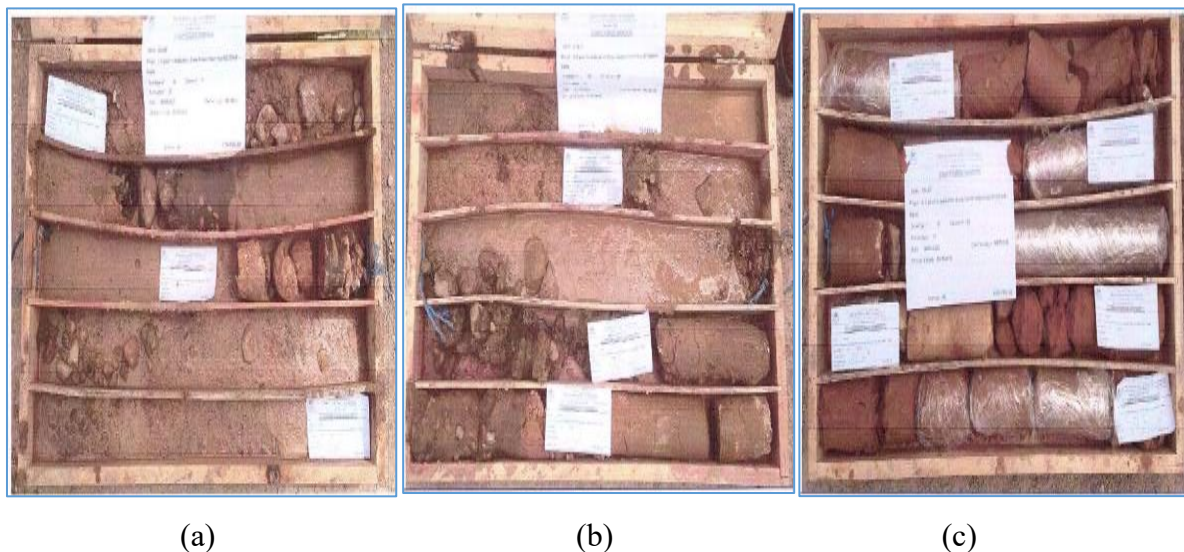


Figure IV.3 : Sondages carottés pour 20ml (LNHC).

- Essai de laboratoire :

Tableau IV-4 : les résultat de teneur en eau et densité sèche .

Nature du Sol	δd (T/M3)	δh (T/M3)	Wn (%)	Sr (%)
ARGILE	$1.59 \leq \delta d \leq 1.95$	$1.95 \leq \delta h \leq 2.15$	$8.9 \leq Wn \leq 20.3$	$63 \leq Sr \leq 96$

Sol faiblement dense à dense, humide et se présente en matériau détrempe.

Granulométrie :

Tableau IV-5 : résultat

Nature du Sol	Argile %	Limons %	Sable Fin %	Sable Gros %	Gravier
ARGILE	8 – 56	13 – 28	7 – 14	09 – 72	00 – 07

L'analyse montre que 50% des éléments présents dans ce sol ont un diamètre inférieure à 0.08mm ce qui traduit un sol fin de nature argilo limoneuse avec présence d'une fraction plus ou moins importante des sable et des graviers.

- Essai de cisaillement

ϕ_{uu}

Les essais d'UU ont donné les résultats suivants :

Cohésion : $0.19 \leq C_{uu} \leq 0.46$ bar.

Angle de frottement : $17.07 \leq \phi_{uu} \leq 24.89^\circ$

Les essais de CD ont donné les résultats suivants :

Cohésion : $0.45 \leq C_{uu} \leq 0.59$ bar.

Angle de frottement : $15.8 \leq \phi_{uu} \leq 18.26^\circ$

- Essai Oedométrique :

L'essai sur un échantillon prélevé du sondage N° 02 à une profondeur de 13.00m donne une valeur de gonflement élevé de 7,6%.

- Contrainte :

Une contrainte admissible du sol est de 1.3bars.

IV.2.3. Caractéristique Des Matériaux :

Bétons pour bétons armés :

- $f_c 28 = 35$ MPA pour éléments préfabriqués
- $f_c 28 = 27$ MPA pour éléments coulés en place
- Aciers Naturels de nuance Fe E 40 A
- Charges parmanentes densité BA = 2,5T/m³
- Surcharges d'exploitation
- Système : A (1)
- Système : Bc
- MC 120
- Convoi D 240
- Remblai = 1.8 T/m³
- Condition sismique : RPOA (A = 0.3)
- Enrobage des aciers : 5 cm

IV.2.4. Géométrie du projet :

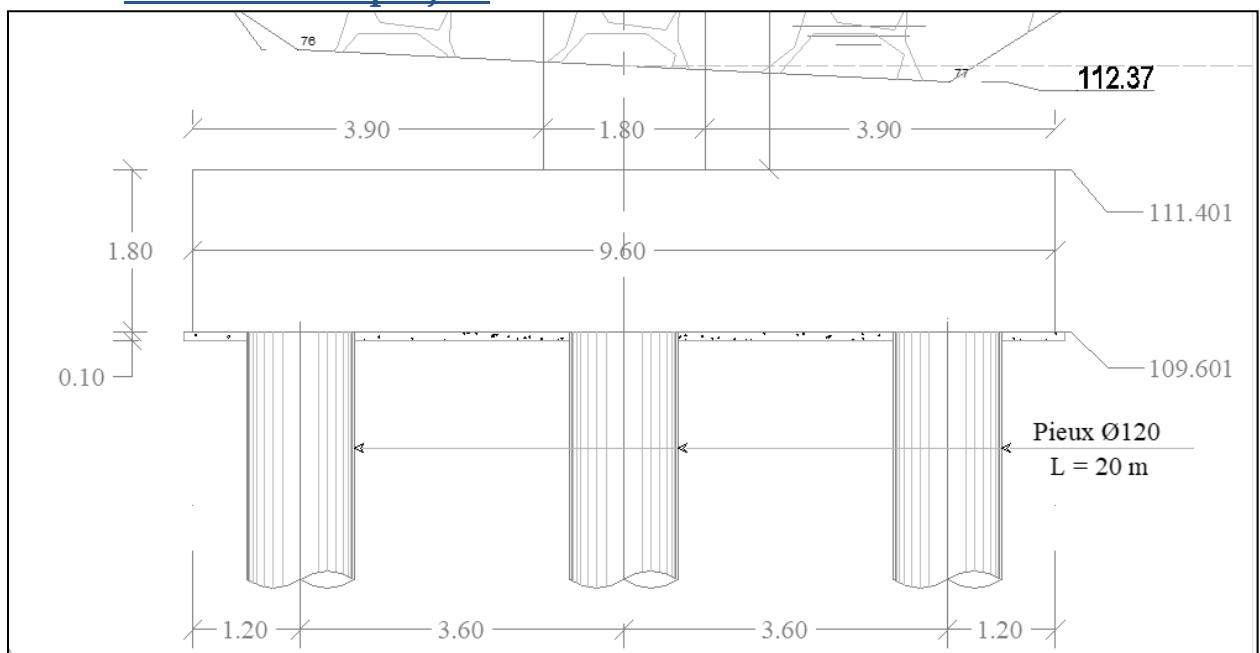


Figure IV.4 : Coupe transversale fondation

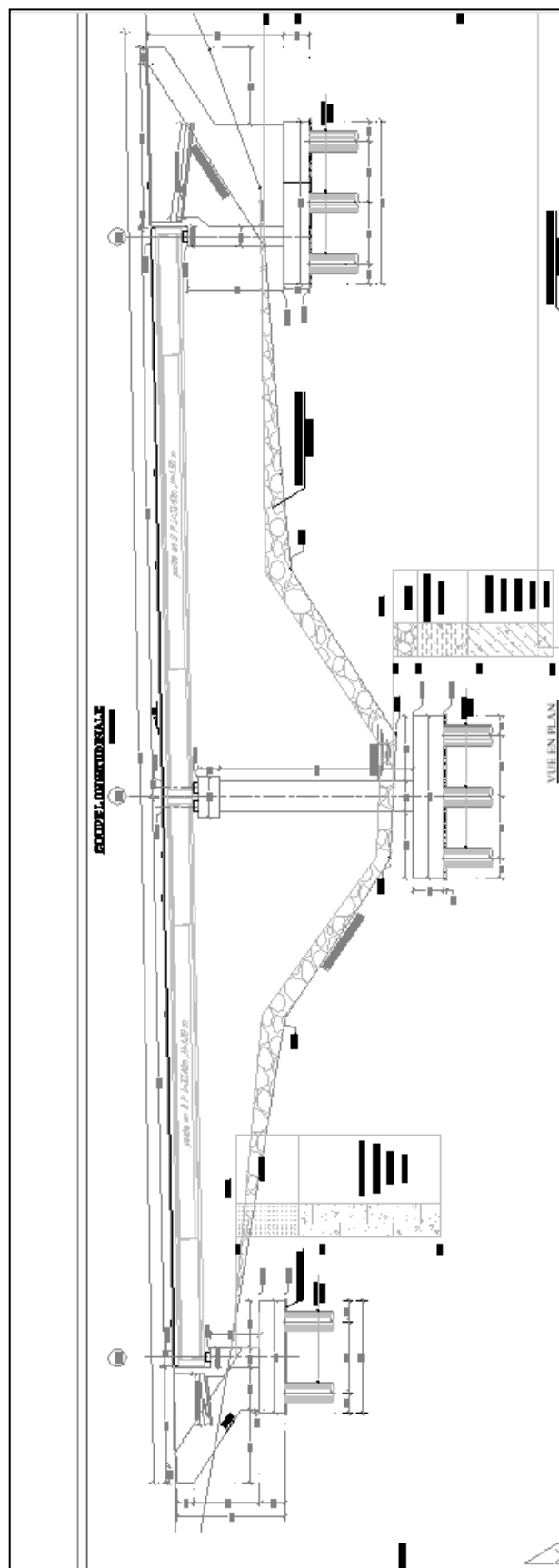


Figure IV.5: Coupe longitudinale

IV.3. Présentation du logiciel utilisé :

Le logiciel **PLAXIS** (Plane strain and axisymmetric analysis) est un outil numérique de référence dans le domaine de la **géotechnique**. Développé initialement dans les années 1980 à l'Université de Delft aux Pays-Bas, ce logiciel repose sur la méthode des **éléments finis** pour modéliser le comportement des sols et des ouvrages en interaction sol-structure.

La version **PLAXIS 2D** permet d'analyser des problèmes en **2 dimensions** (en déformation plane ou axisymétrique), ce qui convient parfaitement aux analyses de coupes transversales typiques des excavations, des fondations, des murs de soutènement, des digues ou des tunnels.

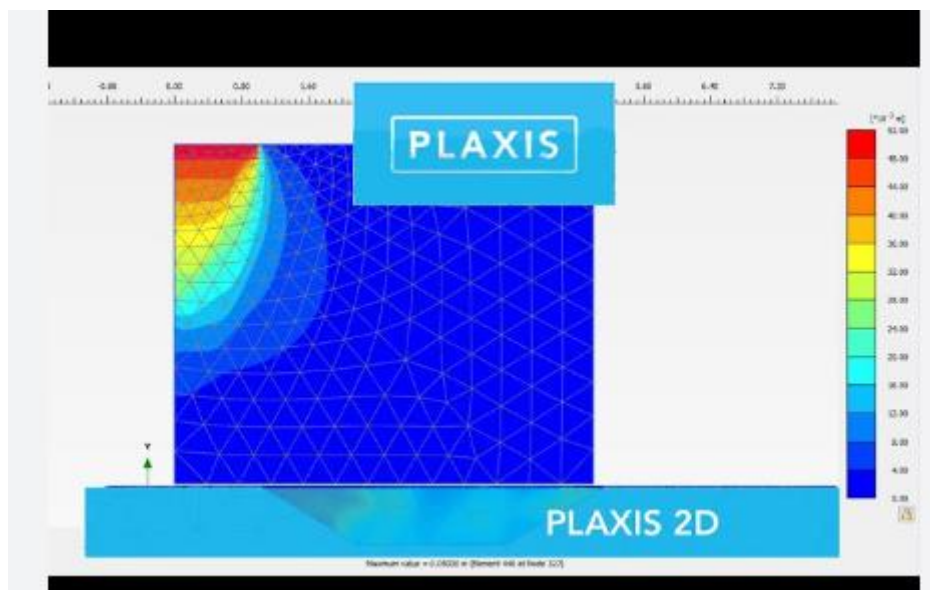


Figure IV.6: Interface logiciel Plaxis 2D

IV.3.1. Objectifs et domaines d'application

PLAXIS 2D est conçu pour :

- ☞ Modéliser des problèmes complexes de **mécanique des sols**,
- ☞ Analyser des ouvrages soumis à des sollicitations **statiques ou dynamiques**,
- ☞ Prendre en compte la **consolidation** des sols, la **perméabilité**, ou encore les **conditions de drainage**,
- ☞ Modéliser les **phases de construction**, les effets du **temps** et les **charges variables**.

Son domaine d'application couvre aussi bien les **ouvrages géotechniques classiques** (fondations, remblais, soutènements) que les études plus spécialisées (séismes, pressions interstitielles, comportements viscoplastiques...).

IV.3.2. Capacités numériques et modélisation

Le logiciel utilise une **formulation lagrangienne actualisée** qui permet de simuler de grands déplacements. Il repose sur des éléments de haute précision (notamment les **éléments triangulaires à 15 nœuds**) et emploie des algorithmes de résolution avancés tels que la méthode de **longueur d'arc**.

IV.3.3. Lois de comportement disponibles

PLAXIS intègre une large gamme de **modèles de comportement des sols**, adaptés à différents types d'analyses :

- ✓ **Modèle élastique linéaire**, principalement pour les structures rigides (béton, métal) ;
- ✓ **Modèle de Mohr-Coulomb**, simple mais largement utilisé en ingénierie géotechnique ;
- ✓ **Modèle Hardening Soil**, tenant compte de l'écrouissage ;
- ✓ **SSM (Soft Soil Model)** et **SSCM (Soft Soil Creep Model)**, conçus pour les sols mous et les effets différés.

Depuis la version 8.0, PLAXIS offre également la possibilité à l'utilisateur d'**implémenter ses propres lois de comportement**, ce qui le rend très flexible pour la recherche ou des cas spécifiques.

IV.3.4. Paramètres essentiels du modèle Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est l'un des plus utilisés. Il nécessite les paramètres suivants :

- E : module de Young (élasticité),
- ν : coefficient de Poisson,
- C : cohésion,
- φ : angle de frottement interne,
- Ψ : angle de dilatance.

Ces paramètres peuvent être ajustés en fonction de la **profondeur** ou de l'évolution du **comportement mécanique** des matériaux.

IV.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons situé géographiquement le projet et décrit les principales caractéristiques géotechniques du site, sur la base des données disponibles. Par la suite, nous avons présenté le logiciel **PLAXIS 2D**, qui sera utilisé comme outil de modélisation numérique pour analyser le comportement du sol renforcé.

Chapitre V

Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

- ✂ V.1. Introduction
- ✂ V.2. Renforcement du sol par des pieux
- ✂ V.3. Renforcement du sol par les colonnes ballaste
- ✂ V.4. Simulation avec plaxis 2D
- ✂ V.5. Conclusion

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons une analyse comparative entre le renforcement du sol par pieux et par colonnes ballastées. Le travail débute par un calcul manuel de dimensionnement pour chaque solution, basé sur les caractéristiques du sol et de l'ouvrage. Une vérification est ensuite effectuée à l'aide d'un modèle aux éléments finis sous Plaxis. Cette approche permet d'évaluer les performances et l'adéquation de chaque méthode de renforcement.

V.2. Simulation avec Plaxis 2D :

Dans le cadre de ce projet, une étude numérique a été réalisée afin d'évaluer l'efficacité de différentes techniques de renforcement du sol face aux tassements induits par des charges statiques **et dynamiques**.

L'objectif principal est d'analyser et de comparer le comportement d'un sol soumis à une charge verticale dans trois situations distinctes :

1. Sol non renforcé (état naturel),
2. Sol renforcé par un pieu en béton armé,
3. Sol renforcé par des colonnes ballastées.

Les modélisations ont été effectuées à l'aide du logiciel **PLAXIS 2D**, basé sur la méthode des éléments finis. Pour chaque scénario, une analyse a été menée pour déterminer le **tassement vertical**, le **déplacement horizontal**, et les **contraintes dans le sol**, sous différentes valeurs de charge.

Dans une seconde étape, une **analyse sismique** a été intégrée afin d'étudier le comportement du sol et des renforcements sous l'effet d'un **séisme simulé**, généré à partir d'un spectre de réponse élastique conforme au règlement parasismique algérien (RPOA).

Cette approche permet une **comparaison détaillée entre les réponses statiques et dynamiques**, en mettant en évidence les effets supplémentaires du chargement sismique sur les déformations et les sollicitations internes.

L'étude vise à quantifier l'amélioration mécanique du sol apportée par les techniques de renforcement à travers le **facteur d'amélioration β** , et à fournir une comparaison globale des performances, en contexte statique **et** sismique.

V.2.1. Les cas étude et leur principe de modélisation :

L'ensemble des modélisations numériques a été réalisé à l'aide du logiciel **PLAXIS 2D**, qui repose sur la méthode des éléments finis. L'objectif est d'évaluer les effets de différentes techniques de renforcement du sol sous l'action d'une charge verticale répartie.

Configuration du modèle géotechnique :

Le domaine étudié a une largeur de **25 mètres** et une profondeur de **20,5 mètres**, dimensions choisies de manière à éviter les effets de bord. La géométrie du sol comprend plusieurs **couches successives**, représentatives d'un profil géotechnique réel, et définies

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

par leurs **propriétés mécaniques et physiques** : densité, module d'Young, cohésion, angle de frottement, etc.

Toutes les simulations sont réalisées en **déformation plane (plane strain)**, ce qui est adapté aux charges uniformément réparties sur une bande longue, comme une chaussée ou une fondation linéaire.

Tableau V-1: Les propriétés du sol selon les rapports (ESTF et LNHC de Chlef).

Paramètres	Nom	Unité	Remb Sup	Remb Inf	Argil Sup	Argil moy	Arg Inf
			0-1m	1-2m	2-4m	4-10m	10-20m
Poids volumique sec	γ_{unsat}	kN/m ³	17.6	17.2	17.8	15.9	18.2
Poids volumique saturé	γ_{sat}	kN/m ³	20.1	20.1	21.0	19.5	21
Module d'Young	E_{ref}	kN/m ²	3770	3770	11970	11970	11970
Coefficient de Poisson	ν	/	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Cohésion	C	kN/m ²	58.19	15.45	46.0	37.0	19.0
Angle de frottement	φ	(°)	10.83	24.3	17.87	19.47	24.89
Facteur de réduction	Rinter	/	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Angle de dilatance	Ψ	(°)	0	0	0	0	0

✎ Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont identiques pour tous les scénarios :

- **Bords verticaux (gauche et droite) : bloqués horizontalement (X), libres verticalement (Z)**
- **Base du modèle : bloquée dans les deux directions (X et Z)**
- **Surface supérieure : libre**

✎ Maillage

Le maillage est généré automatiquement par PLAXIS avec une finesse "**fine**", et utilise des **éléments triangulaires à 15 nœuds**, afin d'assurer une bonne précision dans la zone chargée et autour des zones renforcées.

✎ Charge statique

Pour l'étude numérique, une **charge verticale répartie** a été appliquée à la surface du sol, au moyen d'une **plaque rigide**, afin d'assurer une **distribution uniforme** de l'effort. Cette charge a été **augmentée progressivement par paliers**, de **20 kN/m² jusqu'à 200 kN/m²**, afin d'analyser le **comportement du sol** et des **systèmes de renforcement** sous différentes intensités de sollicitation.

✎ Charge dynamique (Séisme)

L'analyse dynamique vise à simuler le comportement du sol soumis à une sollicitation sismique représentative. Pour cela, un **spectre de réponse en accélération** a été utilisé comme chargement à la base du modèle, afin de reproduire les effets d'un séisme sur le massif de sol et les éléments de renforcement.

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

Ce type de chargement permet d'évaluer la **réponse vibratoire du sol**, les **déplacements induits**, ainsi que l'**efficacité des solutions de renforcement** face aux sollicitations transitoires.

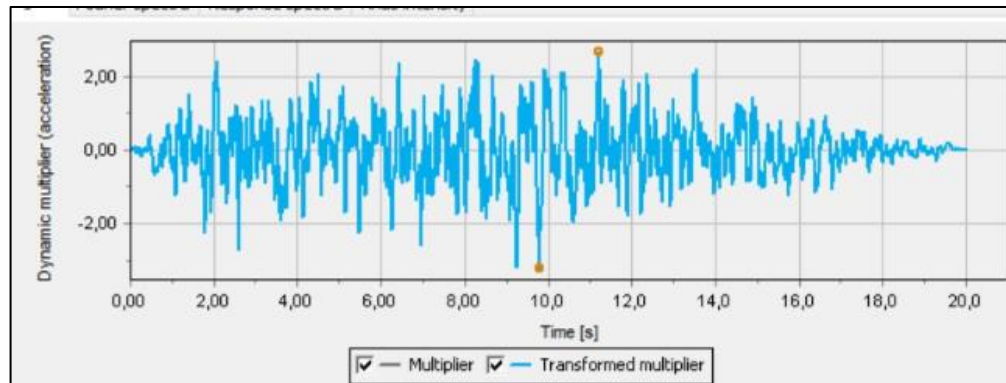


Figure V.1 : Le séisme généré

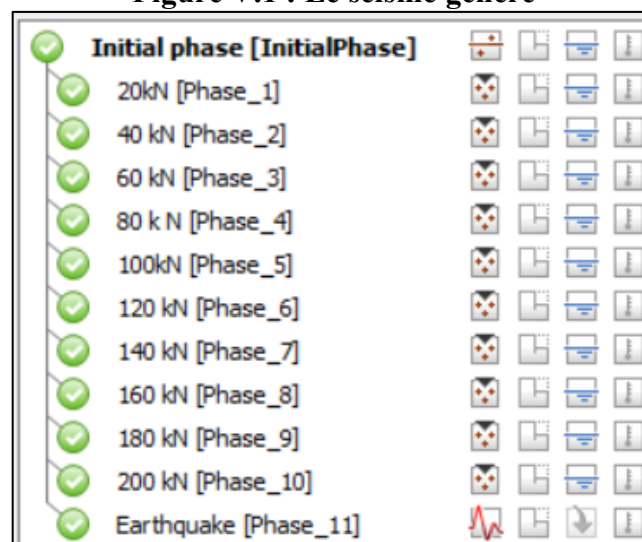


Figure V.2 : Les phase de calcul selon les cas des charges

➤ Application de la charge

Une **plaque rigide** est modélisée à la surface du sol afin de **répartir la charge uniformément** sur le terrain. Cette plaque simule le comportement d'une semelle ou d'une chaussée rigide. Une **charge verticale répartie** (20 à 200 kN/m²) est ensuite appliquée sur cette plaque, pour analyser la réponse du sol sous différents niveaux d'effort.

Tableau V-2: Propriété de la plaque de repartions des charges

Paramètres	Nom	Unité	
Poids volumique sec	γ_{unsat}	kN/m ³	25
pooids volumique saturé	γ_{Sat}	kN/m ³	25
Module d'Young	E_{ref}	kN/m ²	540. 10 ³
Coefficient de Poisson	ν	/	0.35

V.2.1.1. Sol sans renforcement :

Ce premier cas correspond à une situation de référence dans laquelle le sol est **laissé en l'état naturel**, sans aucun traitement ou amélioration. Il permet de quantifier le comportement du sol sous charge, et de servir de base de comparaison pour évaluer l'efficacité des techniques de renforcement étudiées dans les scénarios suivants.

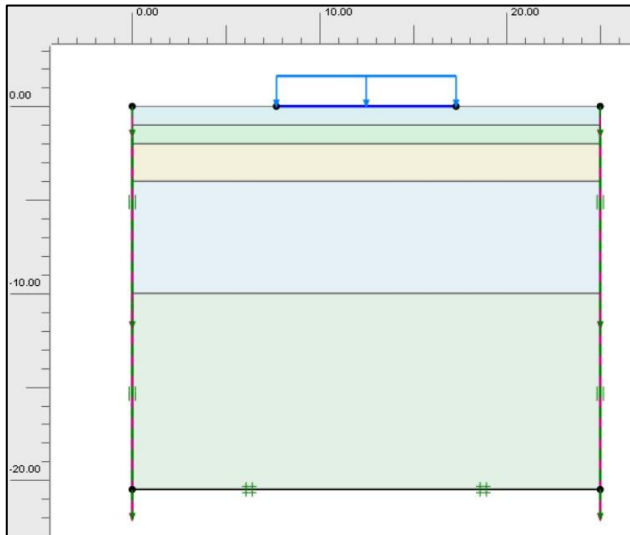


Figure V.3: Principe de modélisation sol sans renforcement .

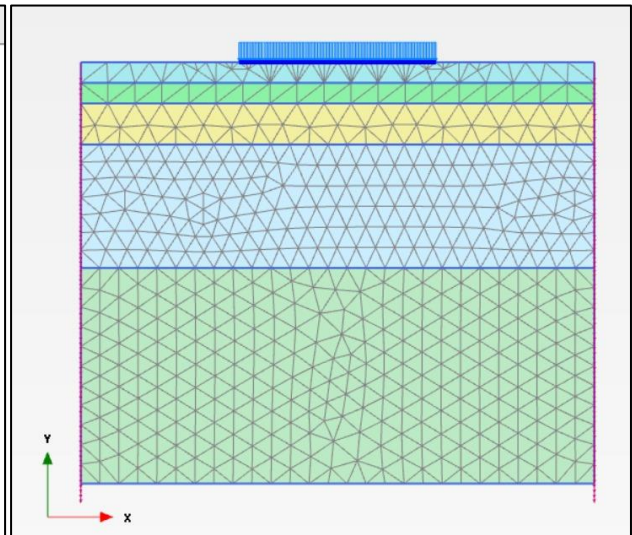


Figure V.4: Maillage sol sans renforcement

V.2.1.2. Sol enforcé par des pieux en béton armé

Dans ce scénario, le sol est renforcé par des **pieux verticaux en béton armé**, placés sous la zone de chargement afin de transférer les efforts vers des couches plus profondes et résistantes. Ce type de fondation profonde est utilisé pour **réduire les tassements** et **améliorer la portance** du sol.

Les pieux sont modélisés dans **PLAXIS 2D** à l'aide de l'élément "**Embedded Beam** ", qui permet de représenter le comportement mécanique des pieux (flexion, compression, cisaillement) et leur interaction avec le sol environnant.

Tableau V-3: Paramètres des pieux en béton armé

Paramètres	Nom	Unité	
Poids volumique sec	γ_{unsat}	kN/m ³	25.0
Poids volumique saturé	γ_{sat}	kN/m ³	25.0
Module d'Young	E_{ref}	kN/m ²	35×10^6
Coefficient de Poisson	ν	/	0.2
Cohésion	C	KN/m ²	1000
Angle de frottement	ϕ	(°)	0
Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	/	0.7
Angle de dilatance	Ψ	(°)	0
Perméabilité horizontale	K_x	m/day	1×10^{-6}
Perméabilité Verticale	K_y	m/day	1×10^{-6}
Diamètre de la colonne	D	m	1.2
Longueur d'ancrage de colonne	L	m	20
Espacement entre colonne	E_s	m	2.1

✎ Configurations étudiées

Trois cas de renforcement ont été modélisés dans ce scénario :

- **Un seul pieu**, centré sous la charge
- **Deux pieux**, symétriquement disposés de part et d'autre du centre
- **Trois pieux**, également espacés sous la zone chargée

Chaque cas a été analysé sous des niveaux de charge progressifs (20 à 200 kN/m²).

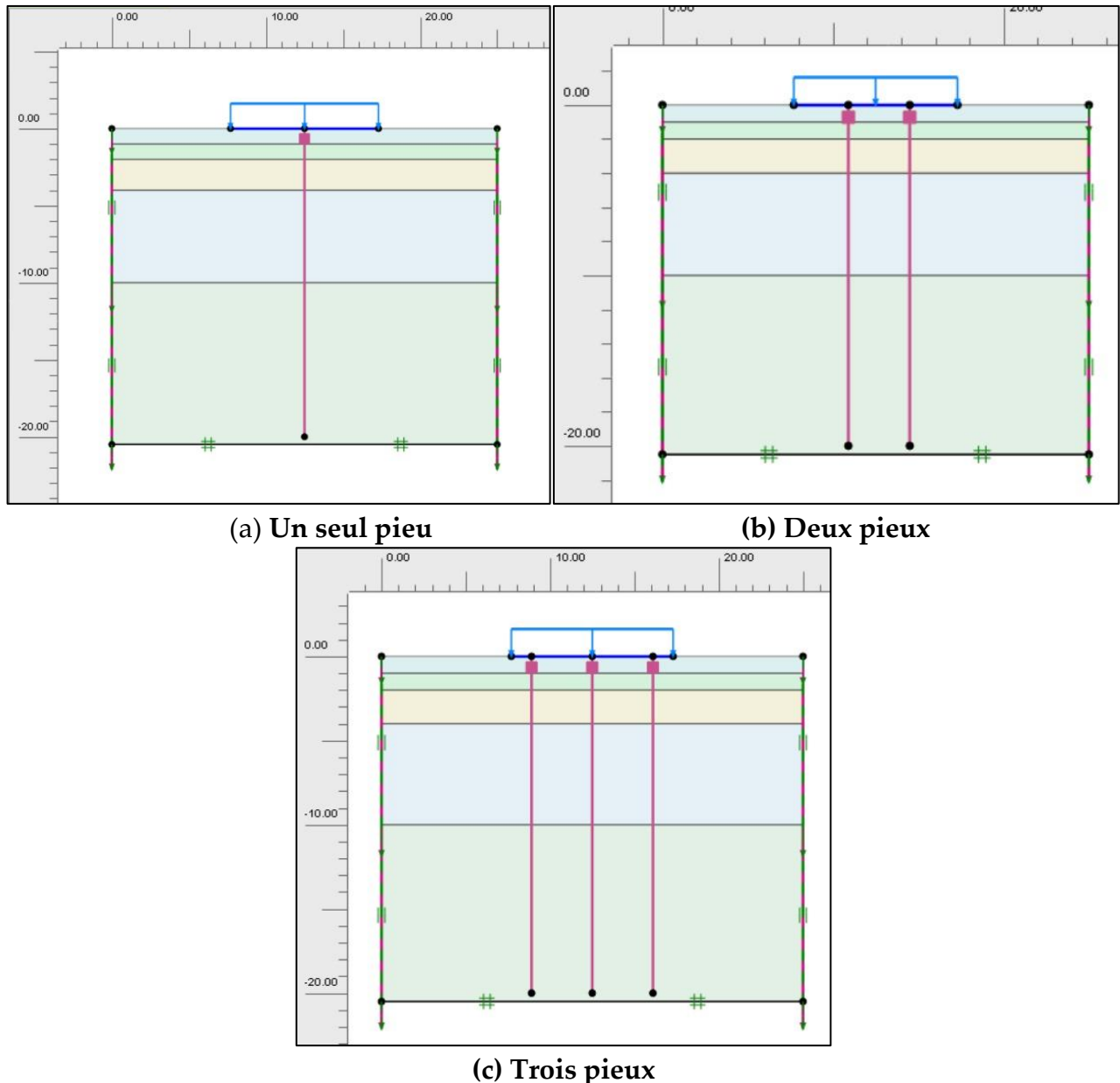


Figure V.5 : Principe de modélisation sol renforcé par des pieux en béton armé

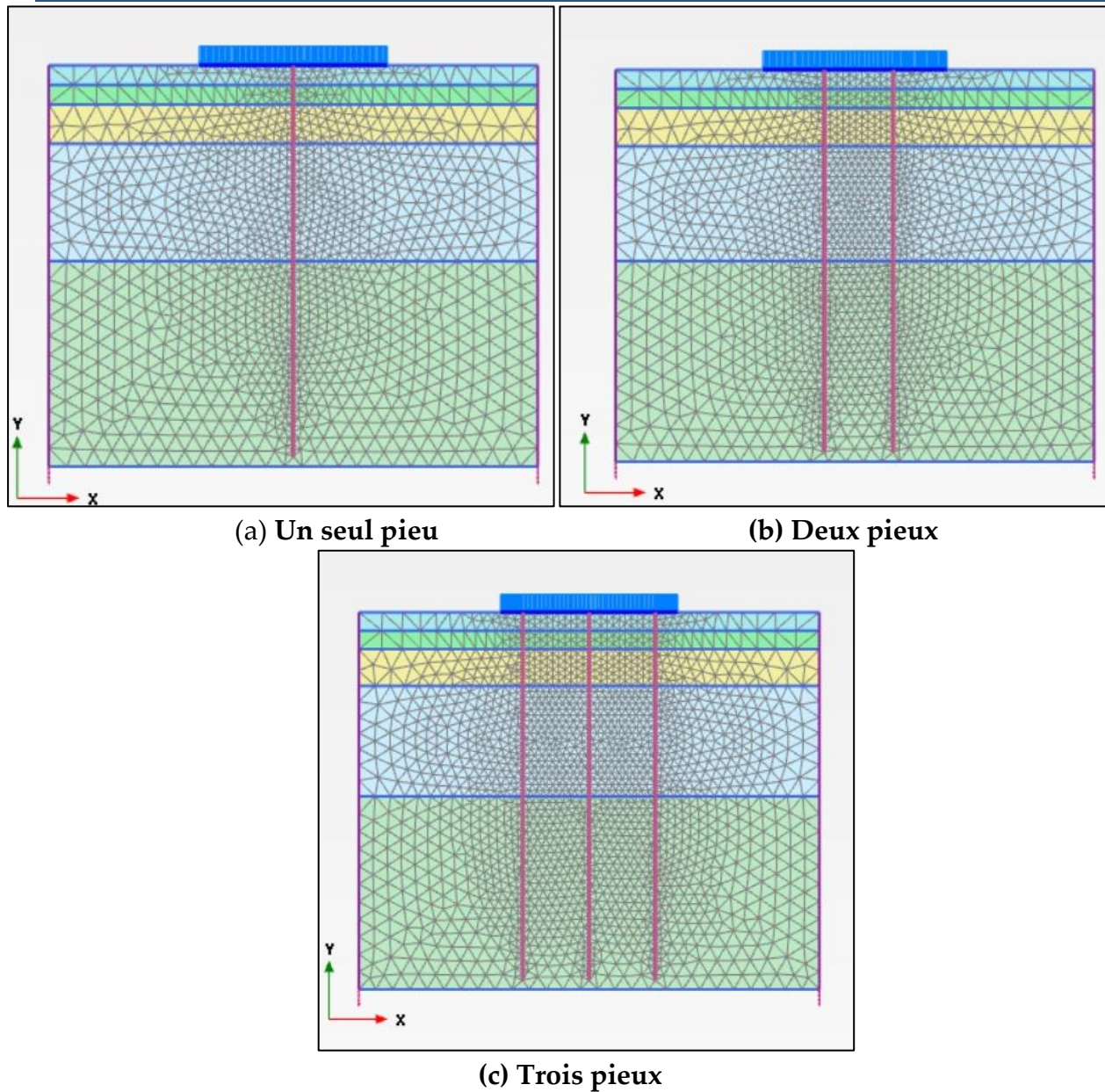


Figure V.6 : Maillage sol renforcé par des pieux en béton armé

V.2.1.3. Sol renforcé par des colonnes ballastées

Ce scénario étudie le renforcement du sol par la mise en place de **colonnes ballastées**, également appelées **colonnes de pierres compactées**. Cette technique de renforcement améliore les caractéristiques mécaniques du sol en y introduisant des inclusions granulaires à haute densité, qui permettent de **réduire les tassements** et **augmenter la capacité portante** du sol.

Les colonnes ballastées sont modélisées dans **PLAXIS 2D** comme des **zones de sol** verticales (polygones) possédant des **propriétés mécaniques améliorées** par rapport au sol naturel. Contrairement aux pieux rigides, ces colonnes sont **granulaires** et ne supportent pas de moments fléchissant : elles sont donc représentées comme des matériaux de sol, et non comme des poutres.

Tableau V-4: Paramètres des Colonnes ballastées

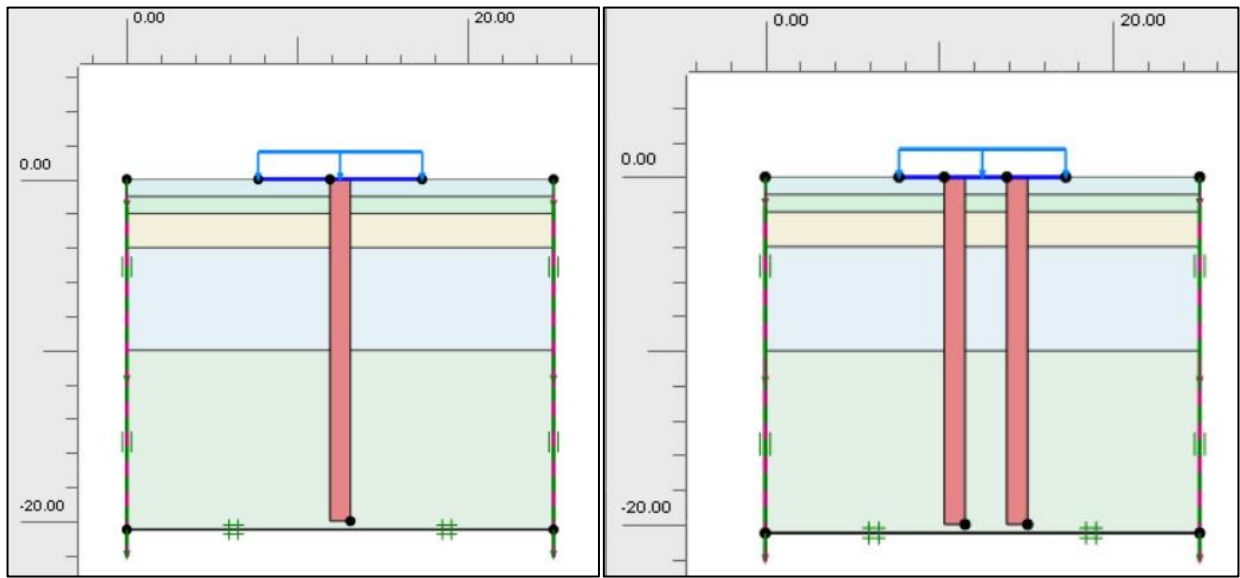
Paramètres	Nom	Unité	
Poids volumique sec	γ_{unsat}	kN/m ³	16
poids volumique saturé	γ_{sat}	kN/m ³	18
Module d'Young	E_{ref}	kN/m ²	30000
Coefficient de Poisson	ν	/	0.33
Cohésion	C	kN/m	1
Angle de frottement	φ	(°)	38
Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	/	0.5
Angle de dilatance	Ψ	(°)	0
Perméabilité horizontale	K_x	m/day	10 ⁻³
Perméabilité Verticale	K_y	m/day	10 ⁻³
Diamètre de la colonne	D	m	1.2
Longueur d'ancrage de colonne	L	m	20
Espacement entre colonne	E_s	m	3.6

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

Trois configurations ont été simulées :

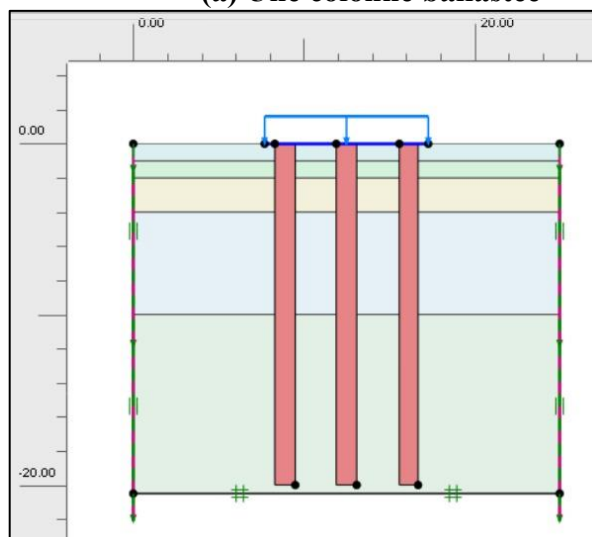
- Une colonne ballastée, placée au centre sous la charge
- Deux colonnes, symétriquement disposées
- Trois colonnes, alignées sous la plaque

Chaque cas a été analysé sous des niveaux de charge progressifs (20 à 200 kN/m²), de manière identique aux deux scénarios précédents.

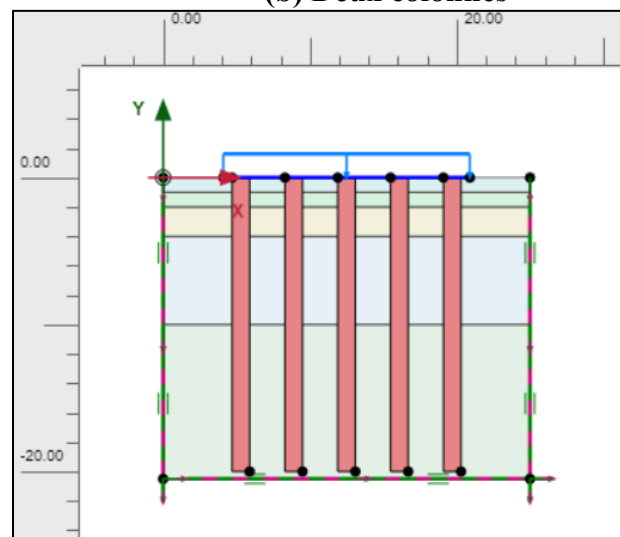


(a) Une colonne ballastée

(b) Deux colonnes

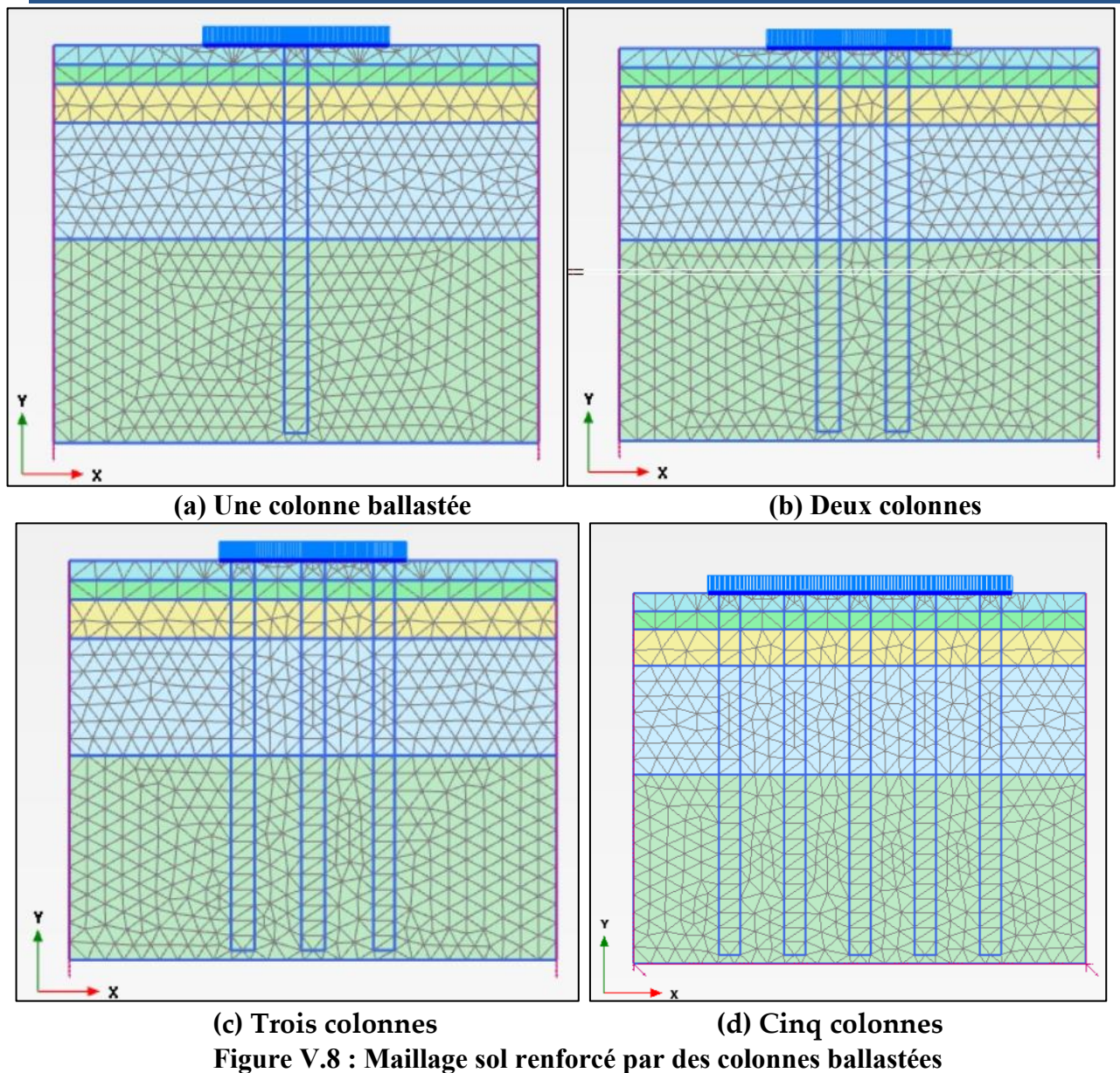


(c) Trois colonnes



(d) Cinq colonnes

Figure V.7 : Principe de modélisation sol renforcé par des colonnes ballastées



V.2.2. Les résultats d'analyse :

Les simulations ont été réalisées pour les trois scénarios : **sol non renforcé**, **sol renforcé par pieux en béton armé**, et **sol renforcé par colonnes ballastées**. Pour chaque configuration (1, 2 et 3 éléments de renforcement), plusieurs niveaux de charge ont été appliqués, allant de **20 kN/m²** à **200 kN/m²**. En complément, une **analyse dynamique** a été effectuée pour les mêmes scénarios afin d'évaluer la **réponse du sol et des renforts sous excitation sismique**,

Les résultats portent principalement sur :

- Le **tassement vertical (Uy)** sous la zone de charge
- Le **déplacement horizontal (Ux)** du sol
- L'évolution des **contraintes effectives**
- Les efforts internes (Nx), (Qy) et (My)
- Le calcul du **facteur d'amélioration β**

V.2.2.1. Tassement vertical

Le **tassement vertical** correspond au **déplacement vers le bas** du sol sous l'effet d'une charge appliquée en surface. Il est une grandeur clé en géotechnique, car il permet d'évaluer la **déformation du sol** et la stabilité des ouvrages construits dessus. Dans cette étude, le tassement vertical a été analysé au centre de la zone chargée, pour chaque scénario de renforcement.

Les figures suivantes présentent l'évolution du **tassement vertical** pour les trois scénarios étudiés : **sol non renforcé**, **sol renforcé par pieux en béton armé**, et **sol renforcé par colonnes ballastées**.

❖ Cas statique :

🔗 Sol non renforcé :

Les figures suivantes représentent l'évaluation du tassement vertical dû à l'application des charges statiques, dans le cas d'un sol non renforcé.

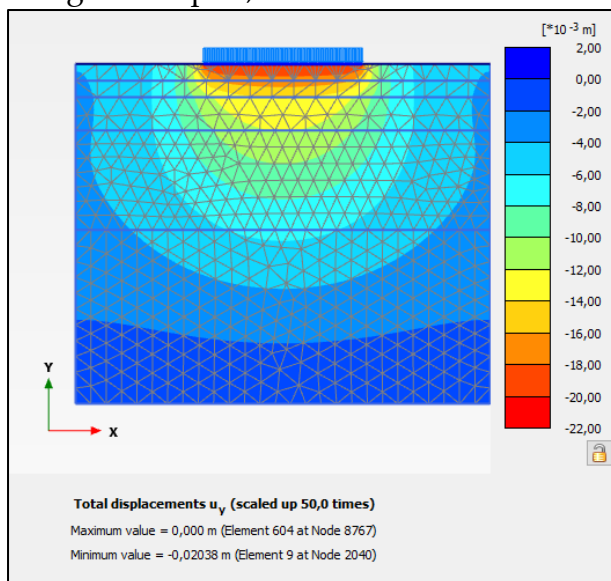


Figure V.9 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Sol non renforcé

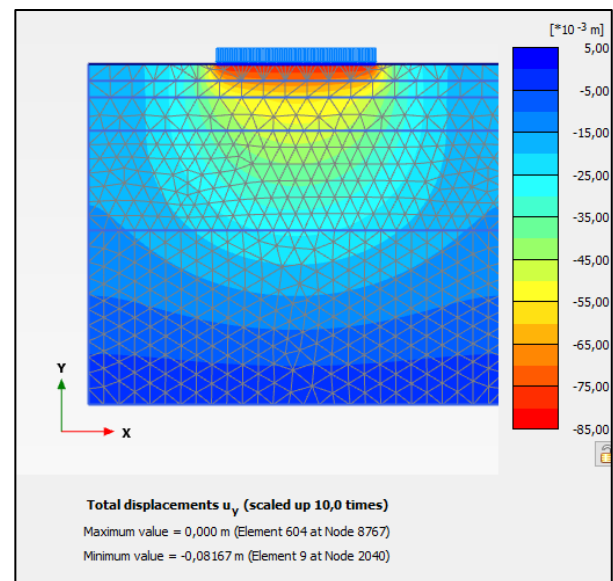


Figure V.10 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Sol non renforcé

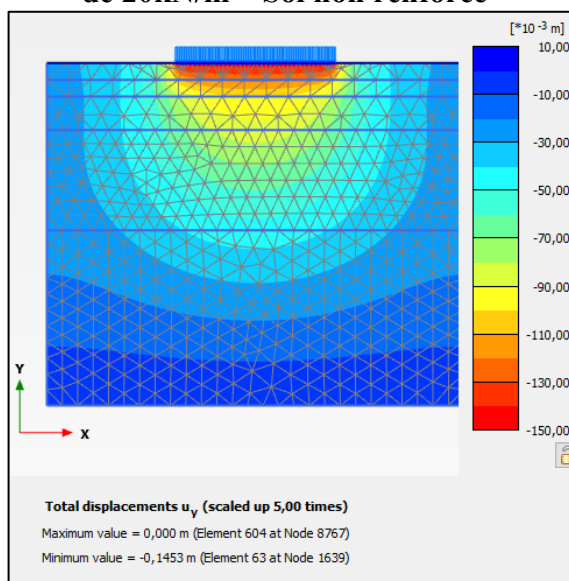


Figure V.11 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Sol non renforcé

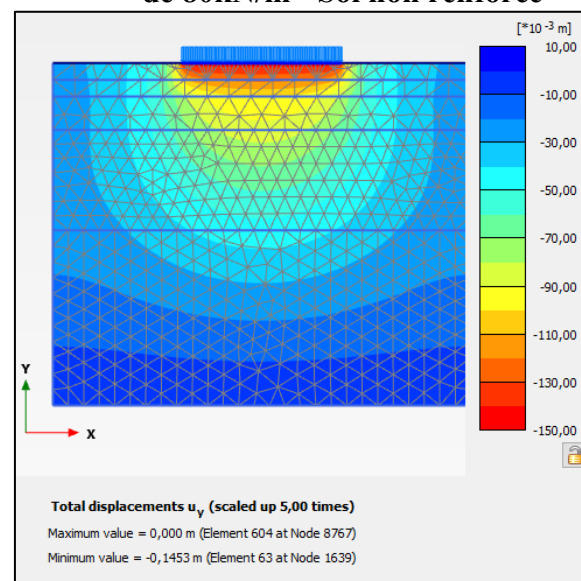


Figure V.12 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Sol non renforcé

Sol renforcé des pieux en béton armé :

Les figures suivantes illustrent l'évaluation du tassement vertical sous l'effet de différentes charges statiques, dans le cas d'un sol renforcé par des pieux en béton armé.

• *Un seul pieu*

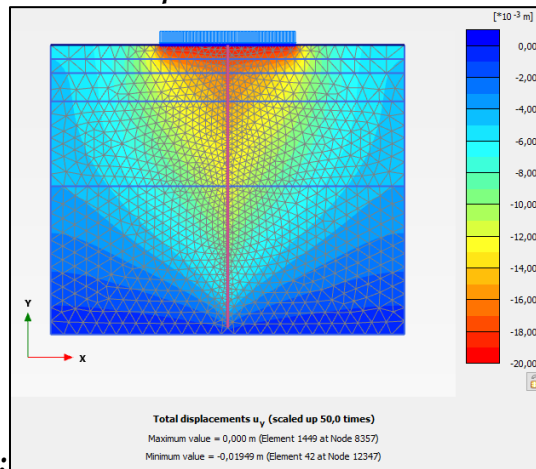


Figure V.13 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Un seul pieu

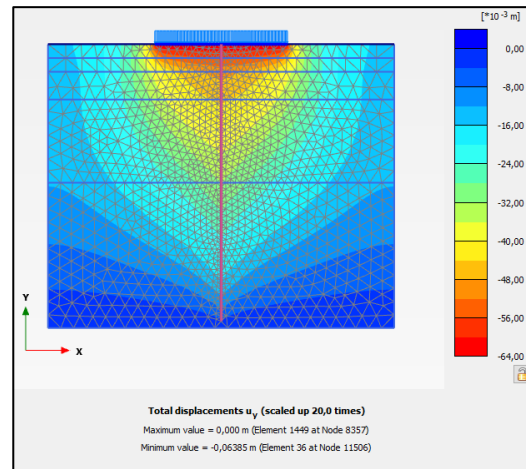


Figure V.14 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Un seul pieu

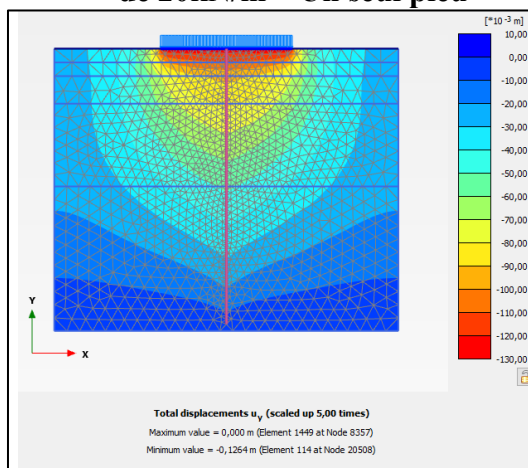


Figure V.15 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Un seul pieu

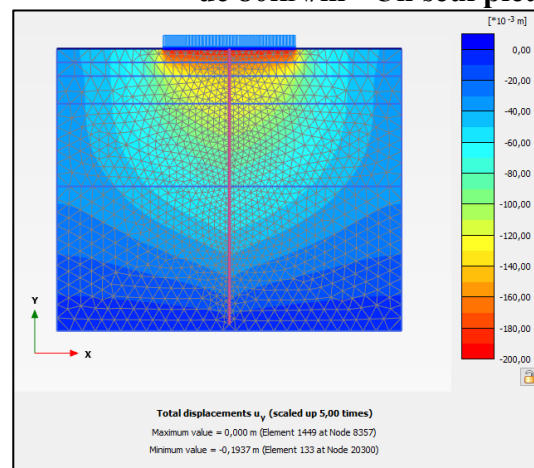


Figure V.16 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Un seul pieu

• *Deux pieux :*

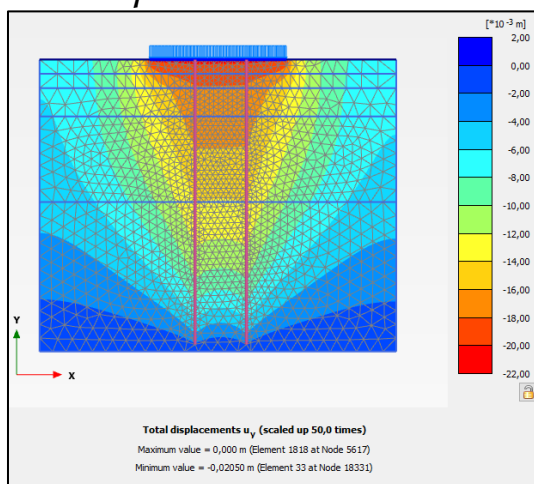


Figure V.17 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Deux pieux

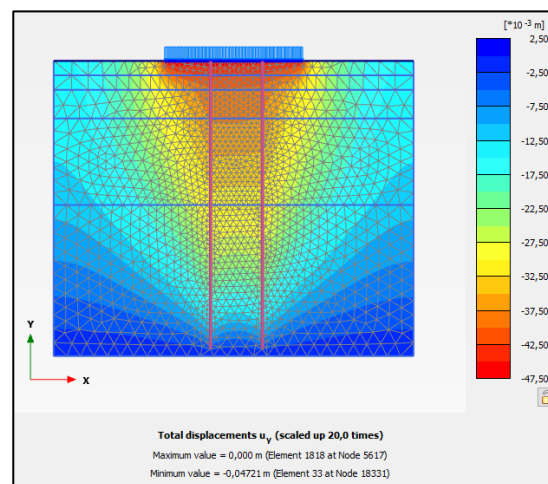


Figure V.18 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Deux pieux

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

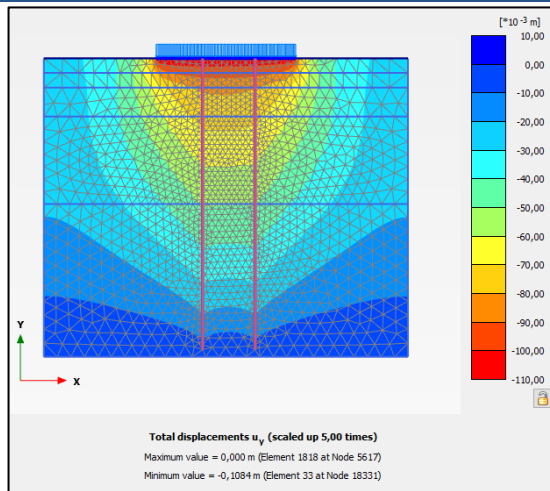


Figure V.19 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Deux pieux

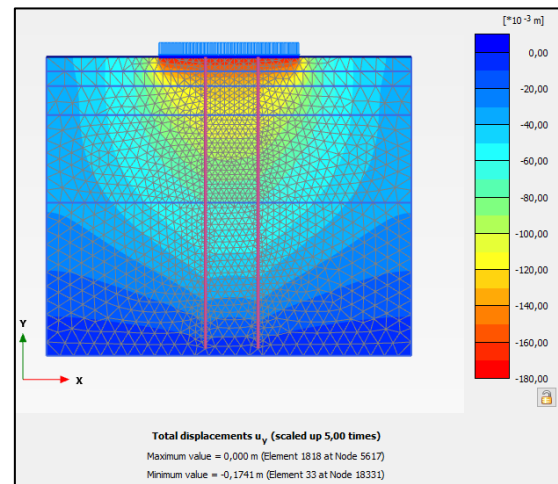


Figure V.20 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Deux pieux

• Trois pieux :

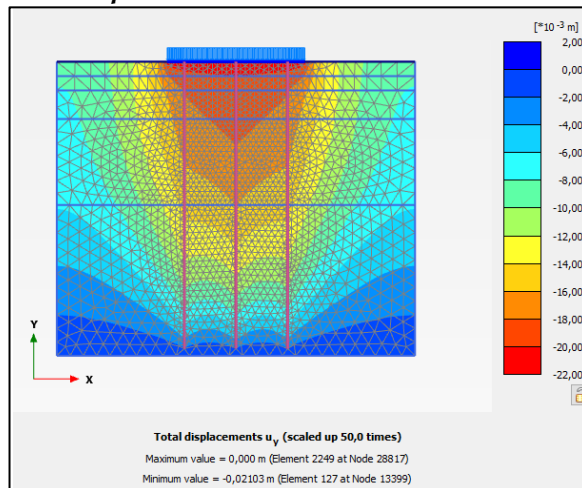


Figure V.21 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Trois pieux

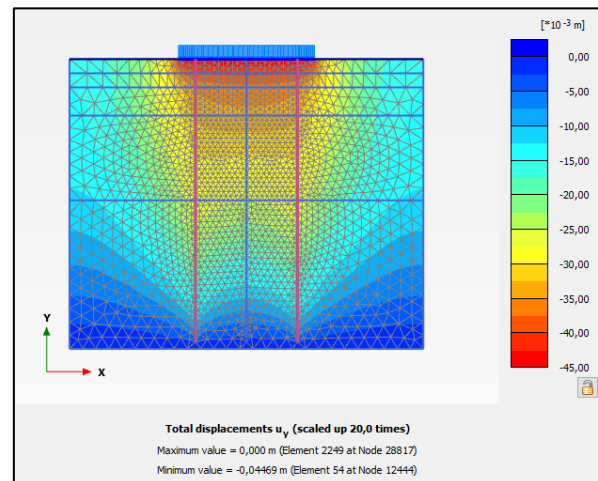


Figure V.22 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Trois pieux

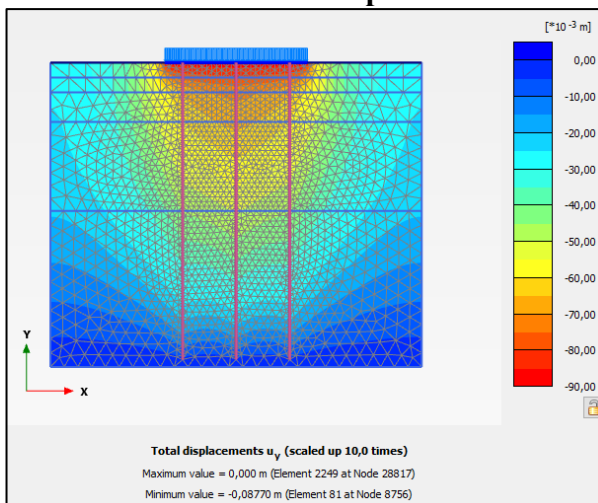


Figure V.23 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Trois pieux

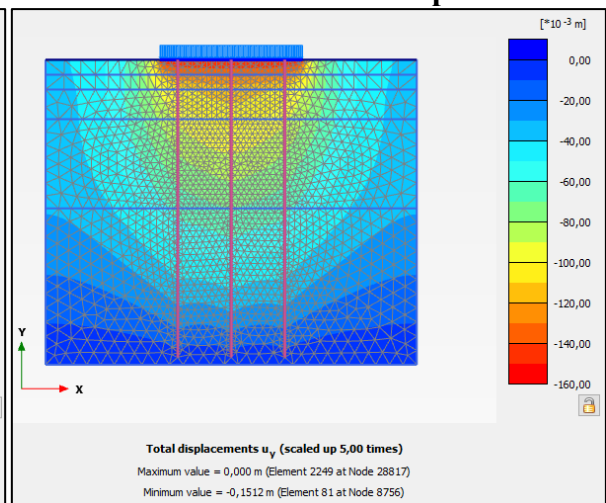


Figure V.24 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Trois pieux

Sol renforcé par des colonnes ballastées :

Les figures suivantes illustrent l'évaluation du tassement vertical sous l'effet de différentes charges statiques, dans le cas d'un sol renforcé par des colonnes ballastées.

• Une colonne

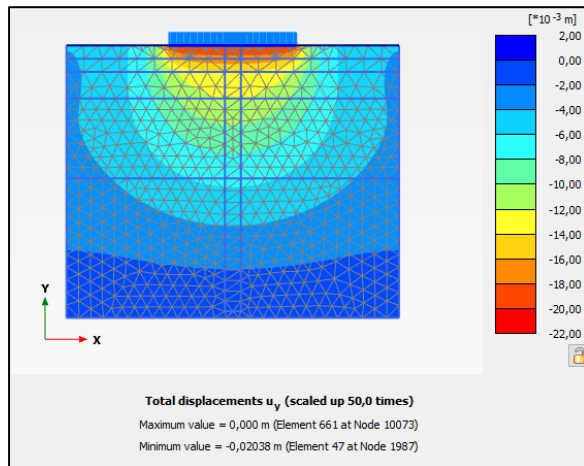


Figure V.25 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Une colonne

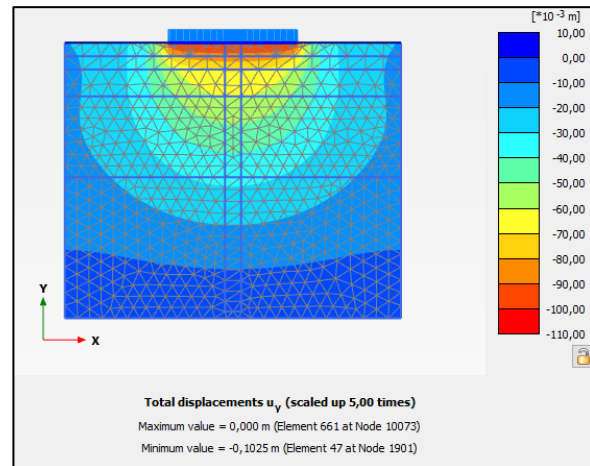


Figure V.26 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Une colonne

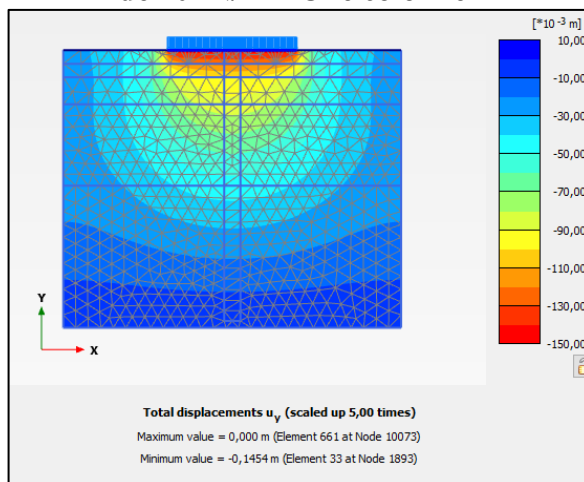


Figure V.27 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Une colonne

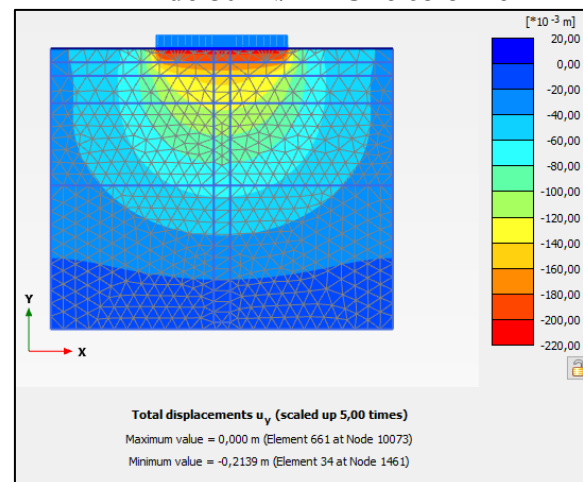


Figure V.28 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Une colonne

• Deux colonnes

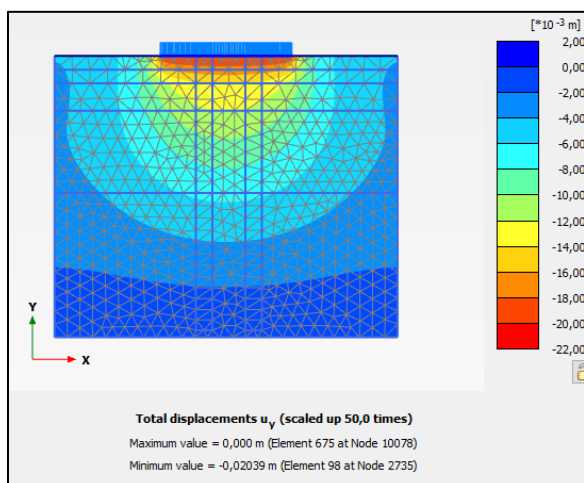


Figure V.29 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Deux colonnes

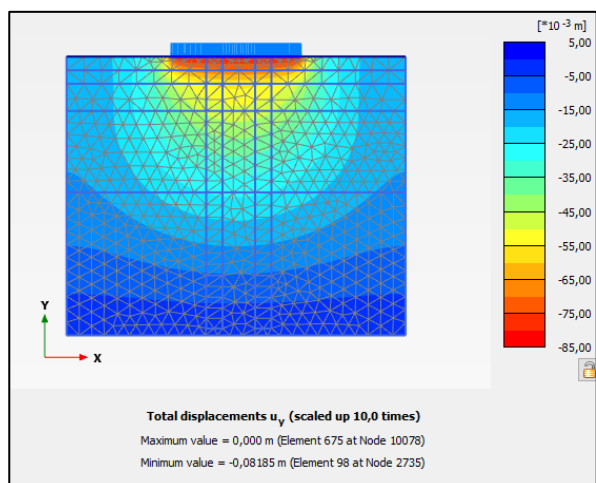


Figure V.30 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Deux colonnes

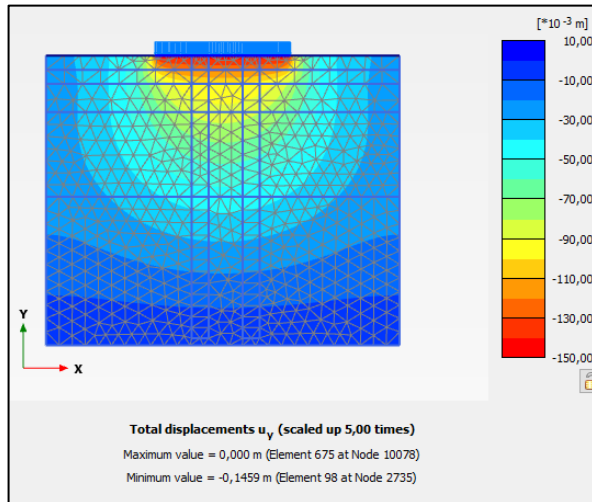


Figure V.31 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Deux colonnes

• *Trois colonnes*

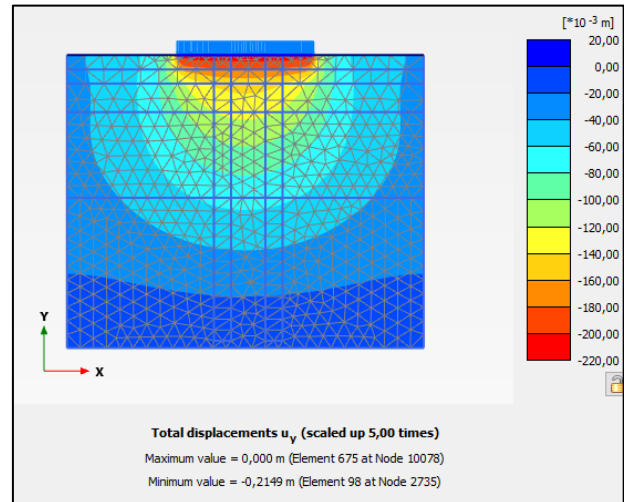


Figure V.32 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Deux colonnes

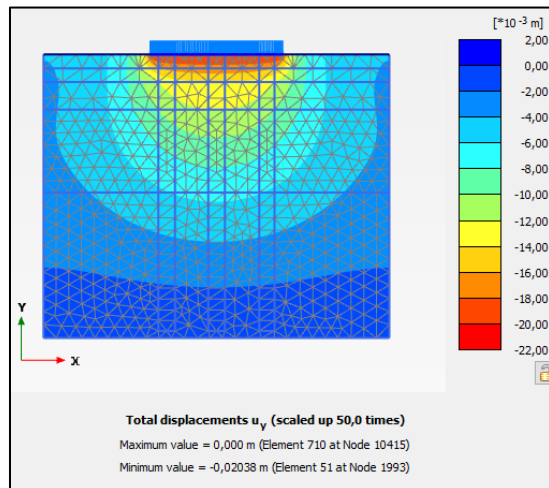


Figure V.33 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Trois colonnes

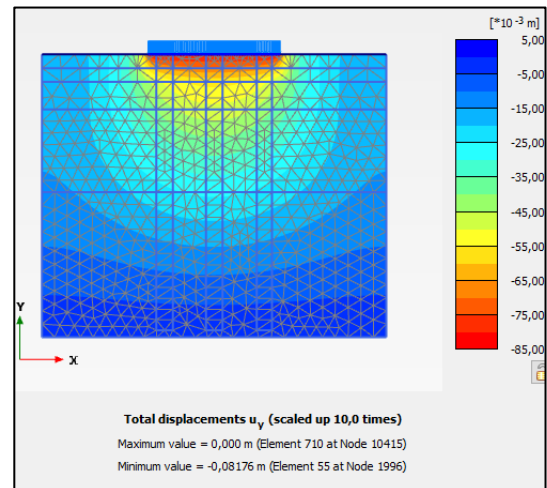


Figure V.34 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Trois colonnes

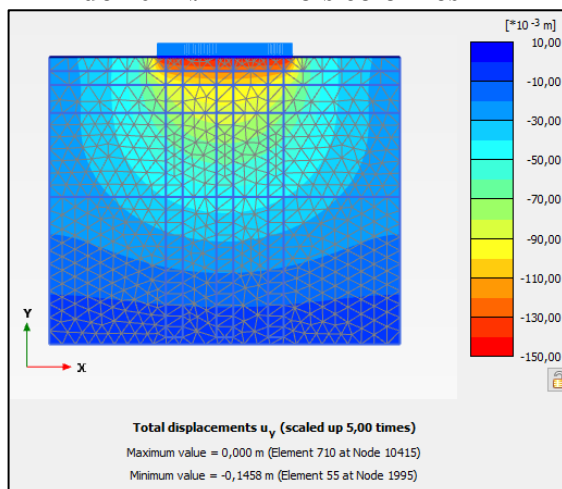


Figure V.35 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Trois colonnes

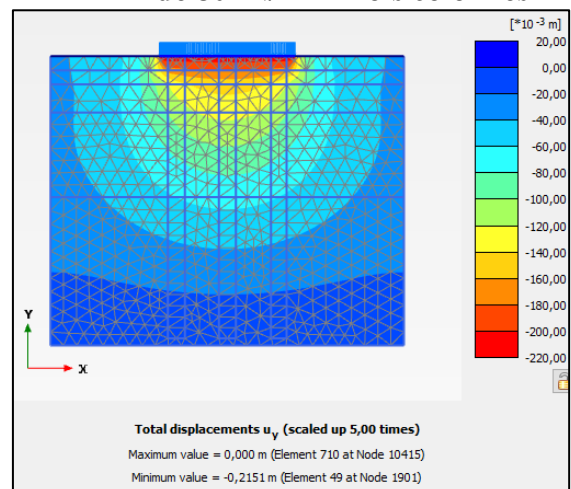


Figure V.36 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Trois colonnes

• Cinq colonnes

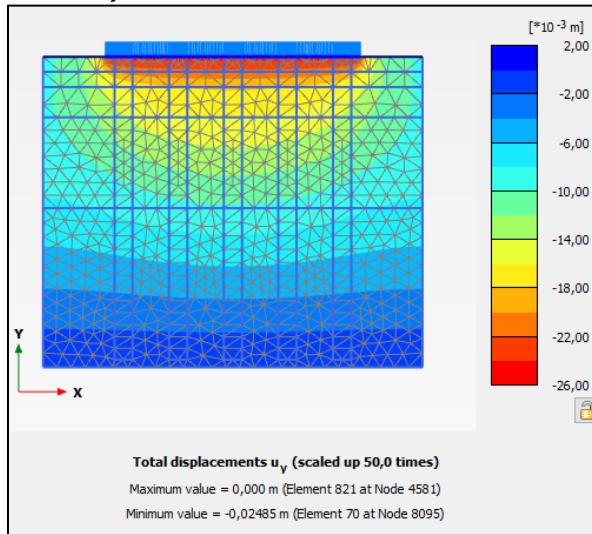


Figure V.37 : Tassement dû à une charge de 20kN/m – Cinq colonnes

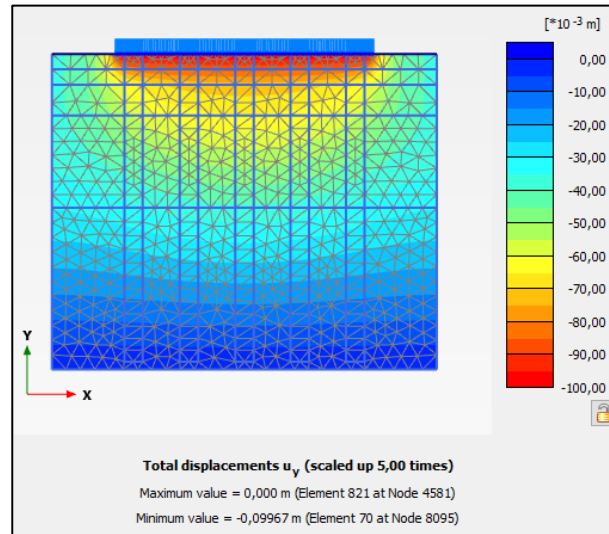


Figure V.38 : Tassement dû à une charge de 80kN/m - Cinq colonnes

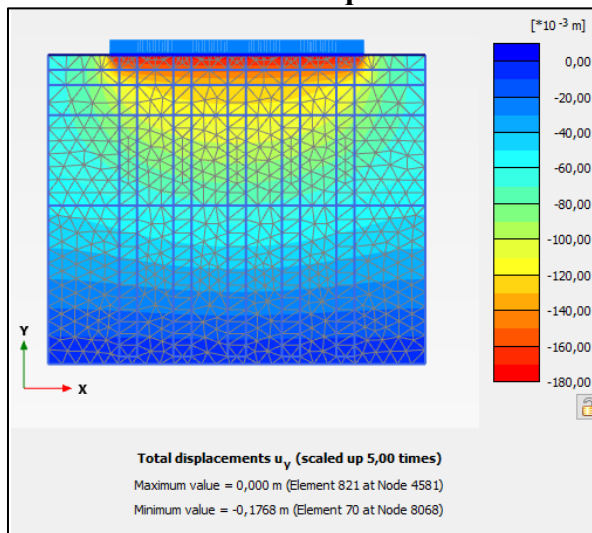


Figure V.39 : Tassement dû à une charge de 140kN/m - Cinq colonnes

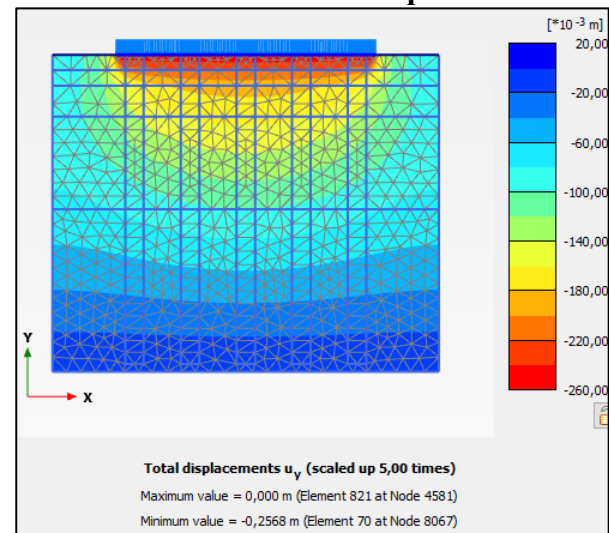


Figure V.40 : Tassement dû à une charge de 200kN/m - Cinq colonnes

❖ Cas dynamique :

✎ Sol non renforcé :

Les figures suivantes représentent l'évaluation du tassement vertical dû à l'application d'une charge dynamique, dans le cas d'un sol non renforcé.

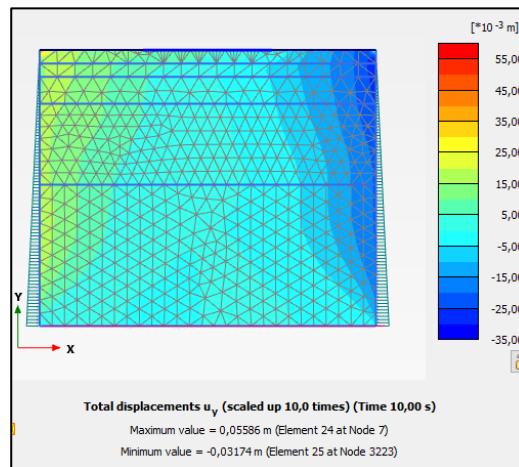


Figure V.41 : Tassement dû à la charge dynamique – Sol non renforcé

✎ Sol renforcé des pieux en béton armé :

Les figures suivantes représentent l'évaluation du tassement vertical dû à l'application d'une charge dynamique, dans le cas d'un sol renforcé par des pieux en béton armé.

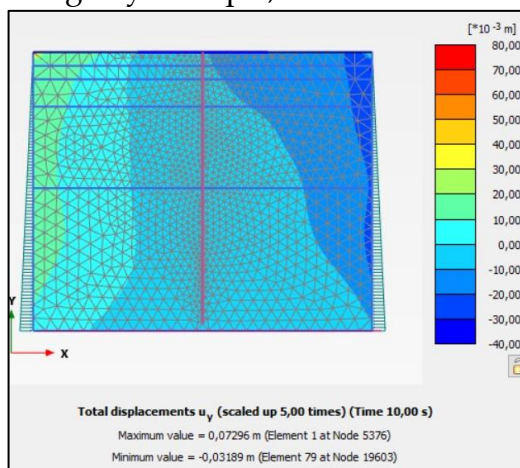


Figure V.42 : Tassement dû à la charge dynamique – Un seul pieu

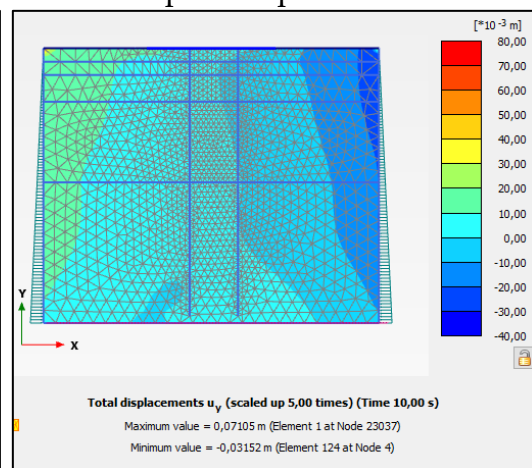


Figure V.43 : Tassement dû à la charge dynamique – Deux pieux

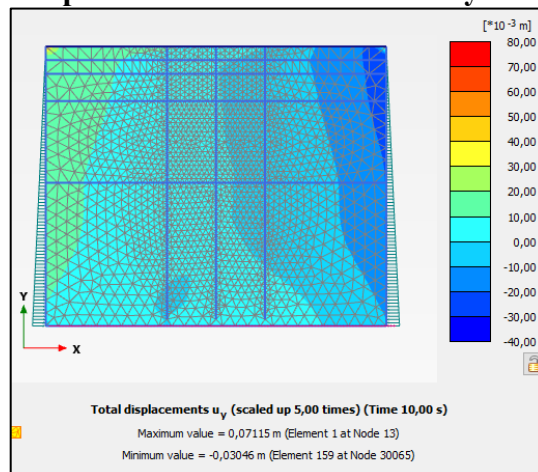


Figure V.44 : Tassement dû à la charge dynamique – Trois

Sol renforcé par des colonnes ballastées :

Les figures suivantes illustrent l'évaluation du tassement vertical sous l'effet d'une charge dynamique, dans le cas d'un sol renforcé par des colonnes ballastées.

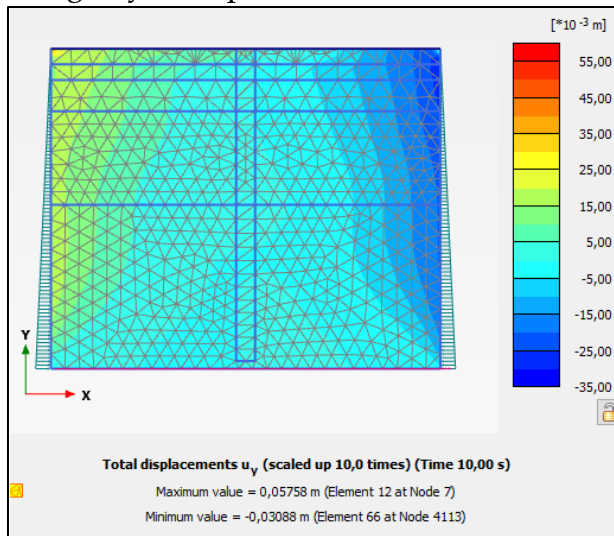


Figure V.45 : Tassement dû à la charge dynamique – Une seule colonne

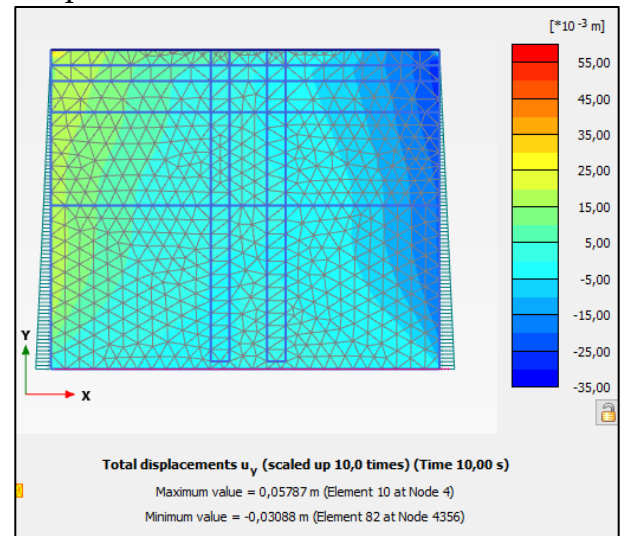


Figure V.46 : Tassement dû à la charge dynamique – Deux colonnes

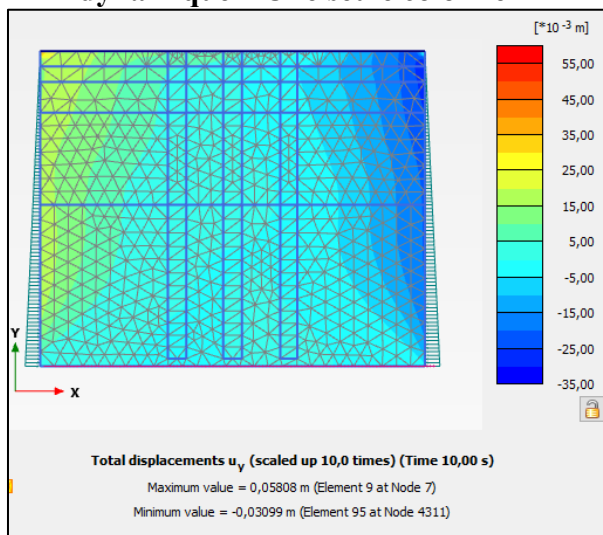


Figure V.47 : Tassement dû à la charge dynamique – Trois colonnes

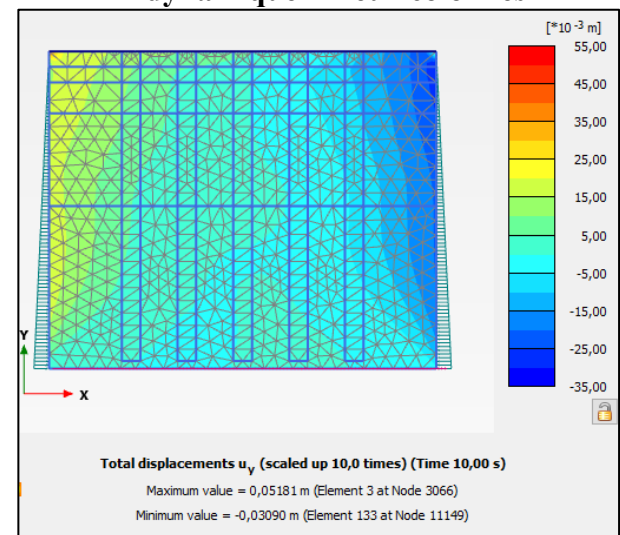


Figure V.48 : Tassement dû à la charge dynamique – Cinq colonnes

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

Le tableau ci-dessous présente les **tassements verticaux maximaux** obtenus pour chaque scénario et configuration :

Tableau V-5: Récapitulative des tassements verticaux

Charge (kN)	Tassement verticale (m)							
	Sol non renforcé	Sol renforcé par des pieux en béton arme			Sol renforcé par des colonnes ballastées			
		1 pieu	2 pieux	3 pieux	1 Colonnes	2 Colonnes	3 Colonnes	5 Colonnes
20	0,0238	0,01949	0,0205	0,02103	0,02038	0,02039	0,02038	0,02485
40	0,04075	0,04079	0,0286	0,02715	0,04076	0,0478	0,04078	0,04971
60	0,06118	0,04343	0,0368	0,0333	0,06118	0,06126	0,06123	0,07464
80	0,08167	0,06385	0,0472	0,04469	0,08167	0,08185	0,08176	0,09967
100	0,1025	0,08438	0,0671	0,04937	0,1025	0,1026	0,1026	0,1249
120	0,1236	0,1051	0,0876	0,06728	0,1236	0,1239	0,1238	0,1507
140	0,1453	0,1264	0,1084	0,0877	0,1454	0,1459	0,1458	0,1768
160	0,1678	0,1483	0,1297	0,1085	0,1678	0,1685	0,1685	0,2033
180	0,1907	0,1707	0,1516	0,1296	0,1907	0,1916	0,1916	0,23
200	0,2139	0,1937	0,1741	0,1512	0,2139	0,2149	0,2151	0,2568
Séisme	0,03174	0,03189	0,0315	0,03046	0,03088	0,03088	0,03099	0,0309

Conclusion :

Les résultats montrent que le renforcement du sol, que ce soit par pieux en béton armé ou par colonnes ballastées, permet de réduire considérablement le tassement vertical sous charge.

Parmi les configurations étudiées, l'utilisation de trois pieux offre la meilleure réduction du tassement, confirmant son efficacité en tant que système de fondation profond.

Les colonnes ballastées offrent également une amélioration notable, bien que leur performance soit légèrement inférieure à celle des pieux, en particulier à des charges élevées.

V.2.2.2. Déplacement horizontal

Le **déplacement horizontal** représente le **mouvement latéral du sol** sous l'effet de la charge appliquée. Bien que souvent moins important que le tassement vertical, ce déplacement est crucial pour évaluer les **risques de déformation latérale**, en particulier dans les sols mous ou en présence de renforcement ponctuel. Dans cette étude, le déplacement horizontal a été mesuré dans la zone de chargement pour les différents scénarios.

Les figures suivantes illustrent la distribution du **déplacement horizontal** pour les trois cas : **sans renforcement**, **avec pieux en béton armé**, et **avec colonnes ballastées**.

❖ Cas statique :

Les figures suivantes représentent l'évaluation du déplacement horizontal dû à l'application des charges statiques, dans le cas d'un sol non renforcé.

Sol non renforcé :

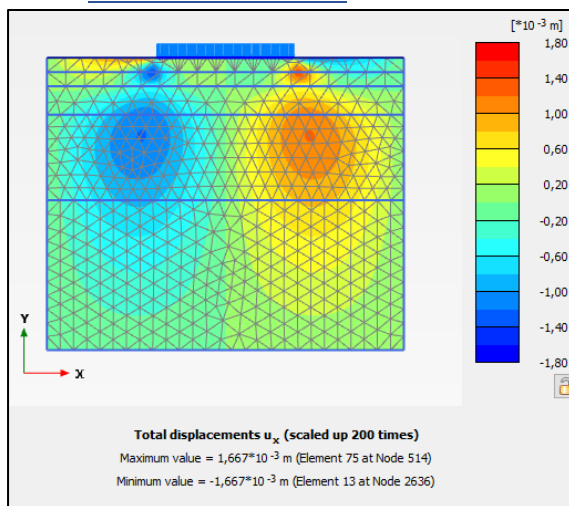


Figure V.49 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Sol non renforcé

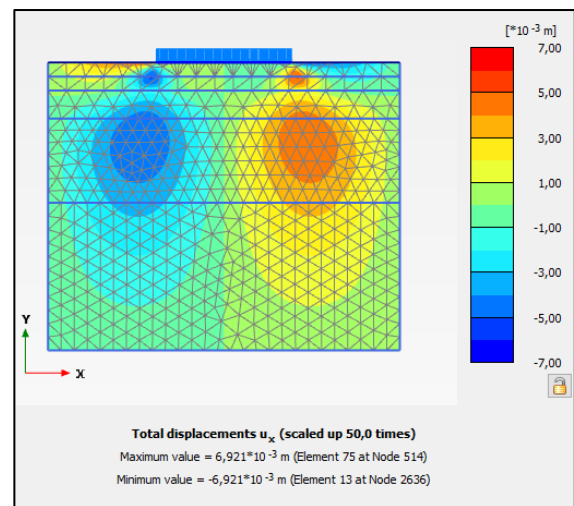


Figure V.50 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Sol non renforcé

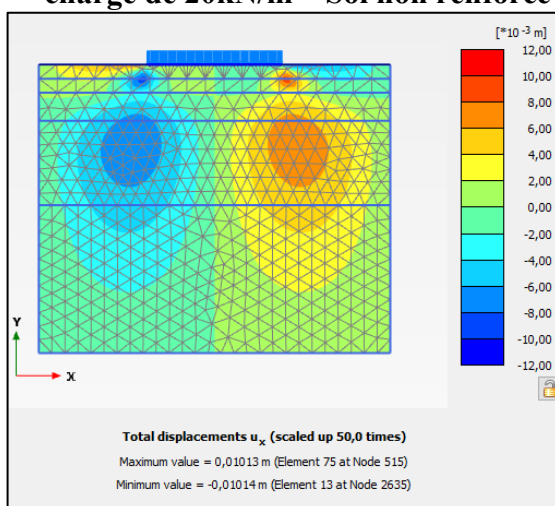


Figure V.51 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Sol non renforcé

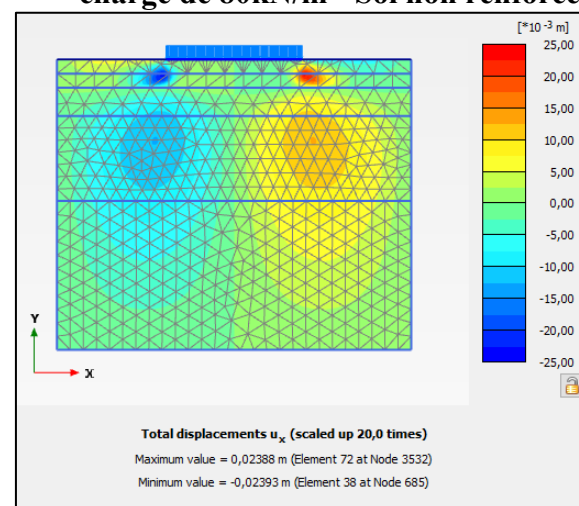
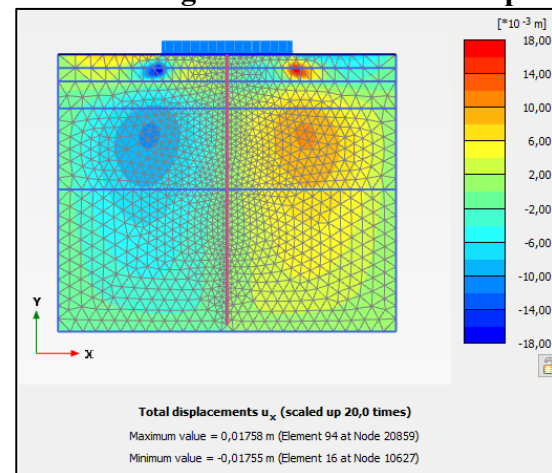
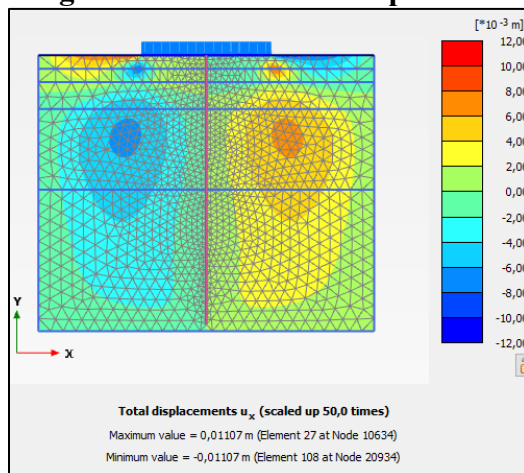
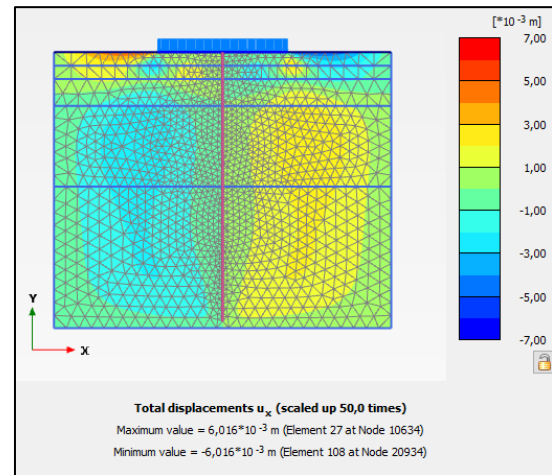
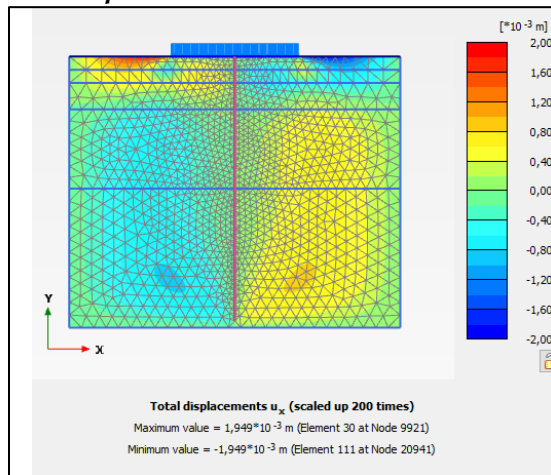


Figure V.52 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Sol non renforcé

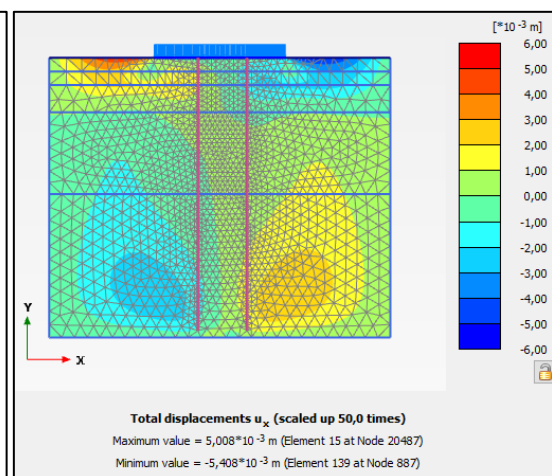
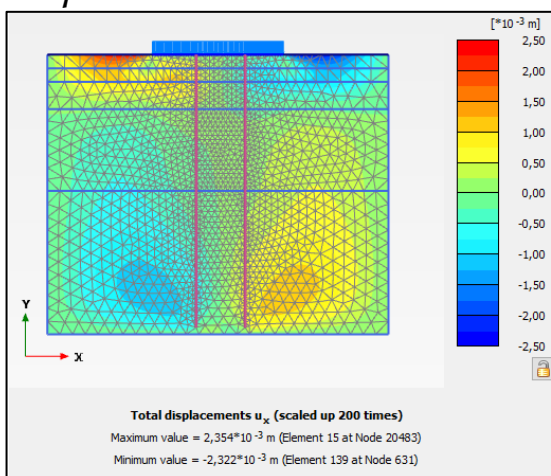
Sol renforcé des pieux en béton armé :

Les figures suivantes illustrent l'évaluation du déplacement horizontal sous l'effet de différentes charges statiques, dans le cas d'un sol renforcé par des pieux en béton armé.

- *Un seul pieu*



- *Deux pieux :*



CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

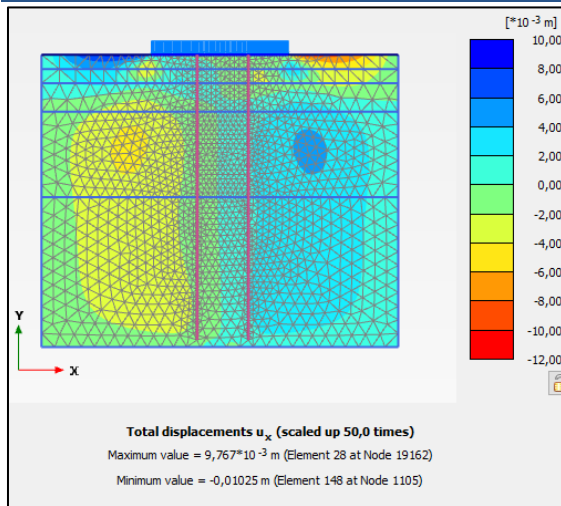


Figure V.59 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Deux pieux

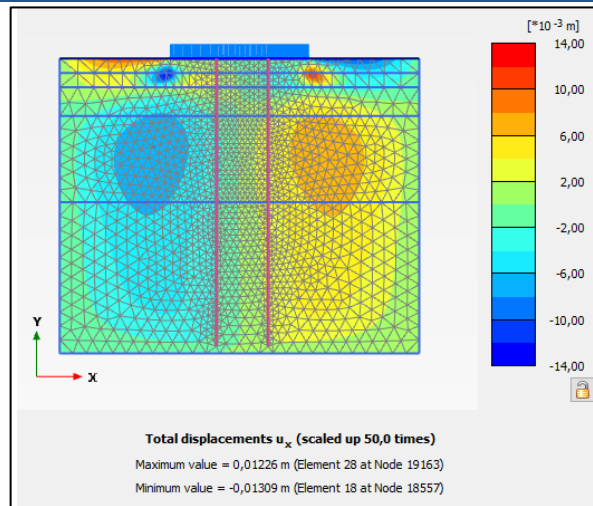


Figure V.60 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Deux pieux

• Trois pieux :

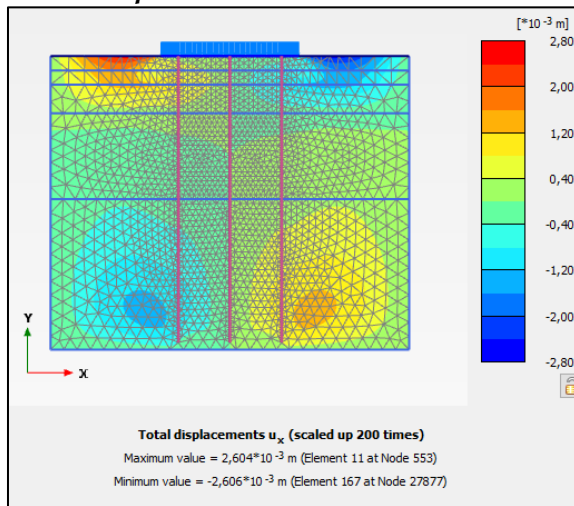


Figure V.61 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Trois pieux

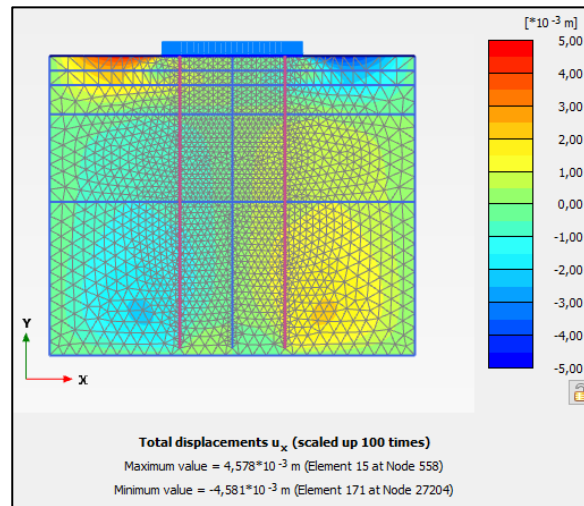


Figure V.62 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Trois pieux

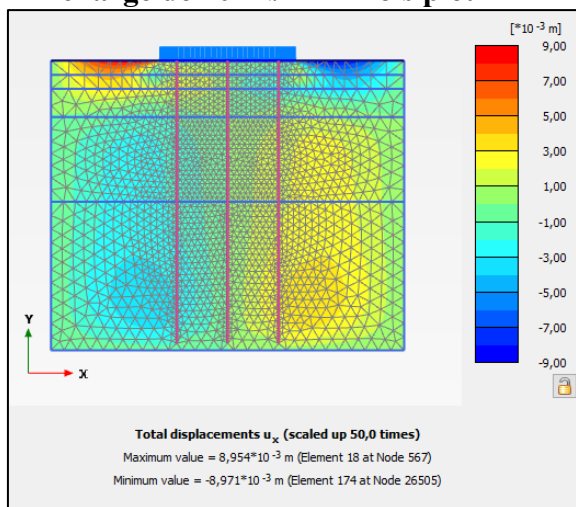


Figure V.63 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Trois pieux

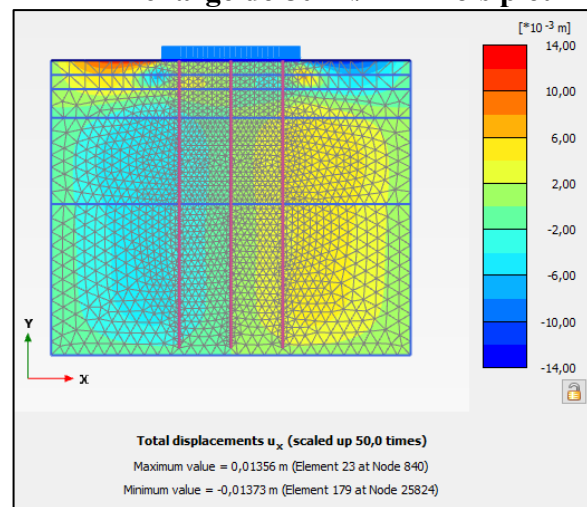


Figure V.64 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Trois pieux

☞ Sol renforcé par des colonnes ballastées :

Les figures suivantes illustrent l'évaluation du déplacement horizontal sous l'effet de différentes charges statiques, dans le cas d'un sol renforcé par des colonnes ballastées.

• Une colonne

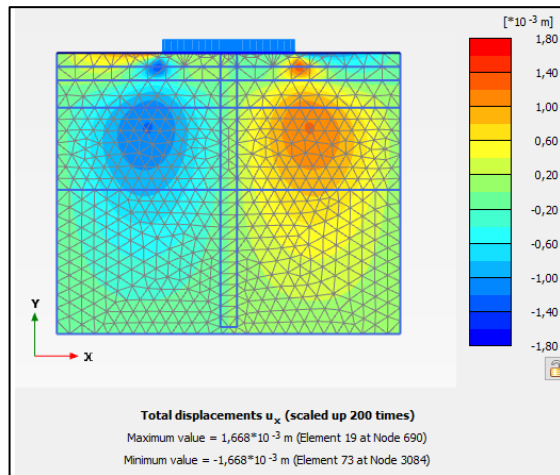


Figure V.65 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Une colonne

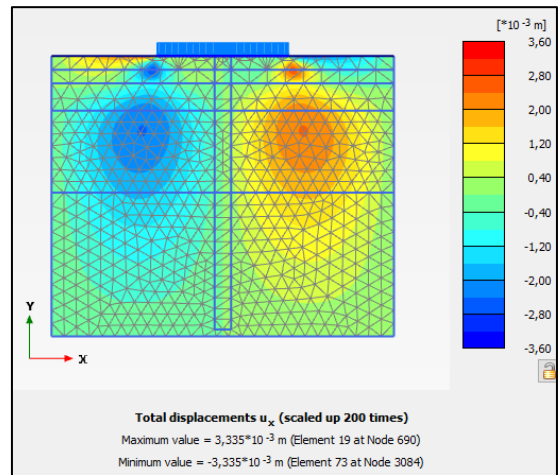


Figure V.66 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Une colonne

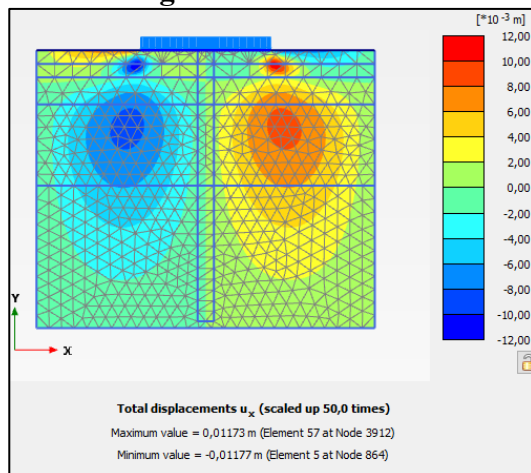


Figure V.67 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Une colonne

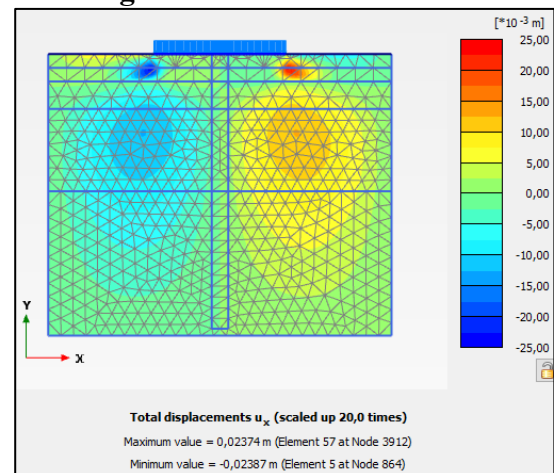


Figure V.68 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Une colonne

• Deux colonnes

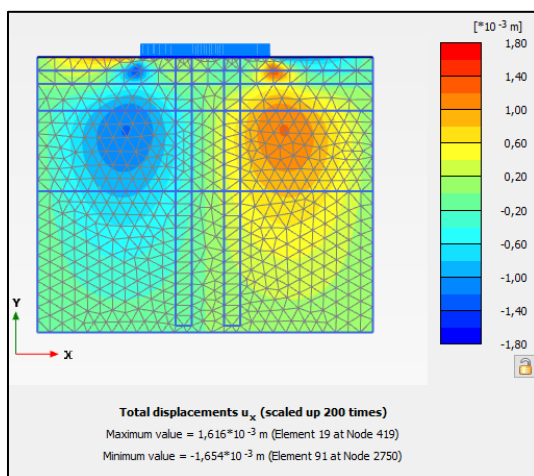


Figure V.69 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Deux colonnes

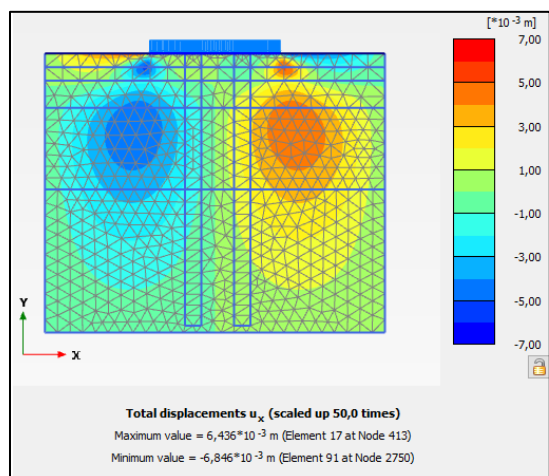


Figure V.70 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Deux colonnes

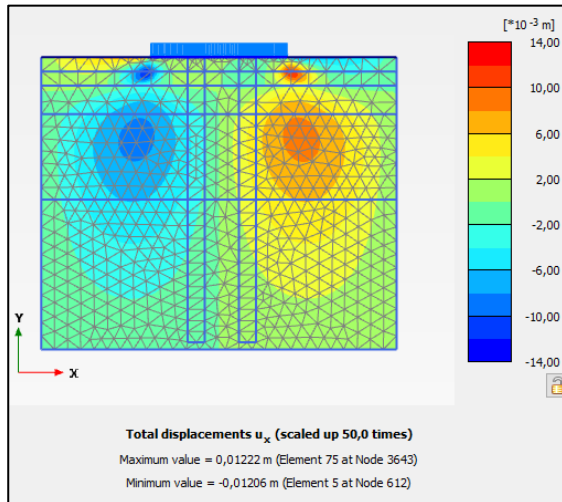


Figure V.71 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Deux colonnes

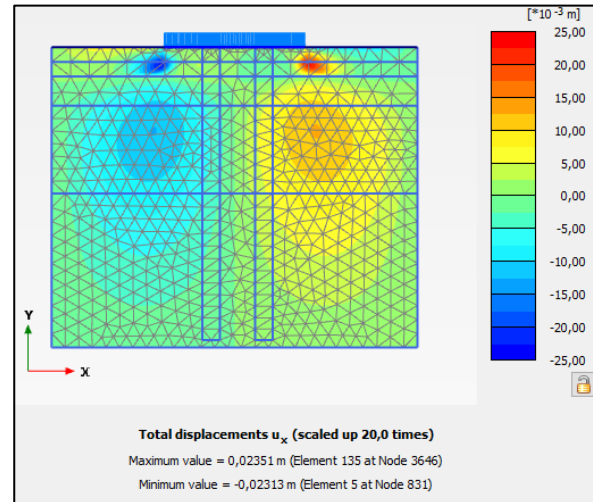


Figure V.72 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Deux colonnes

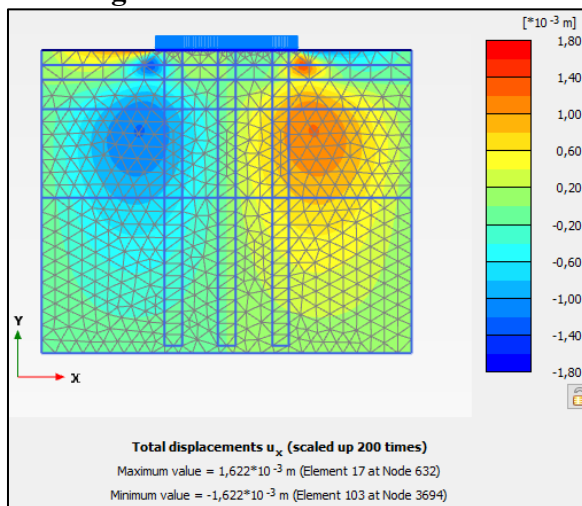


Figure V.73 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Trois colonnes

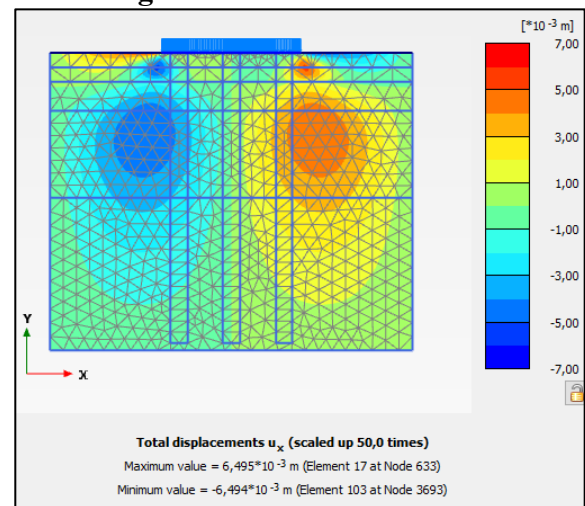


Figure V.74 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m - Trois colonnes

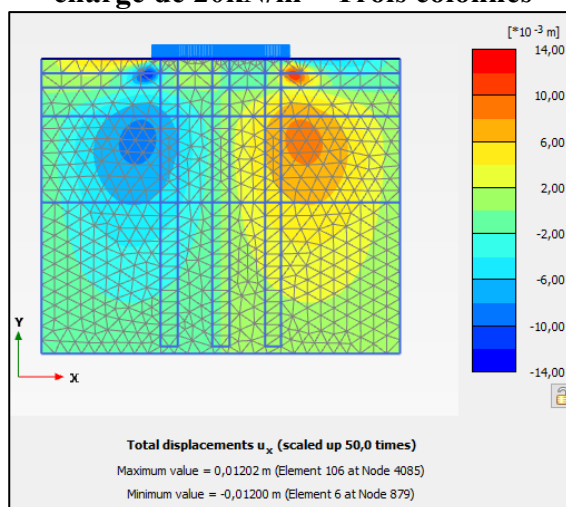


Figure V.75 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m - Trois colonnes

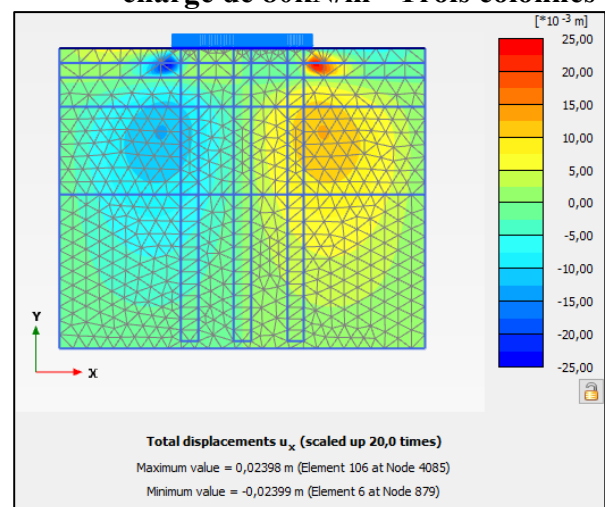


Figure V.76 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m - Trois colonnes

• Cinq colonnes

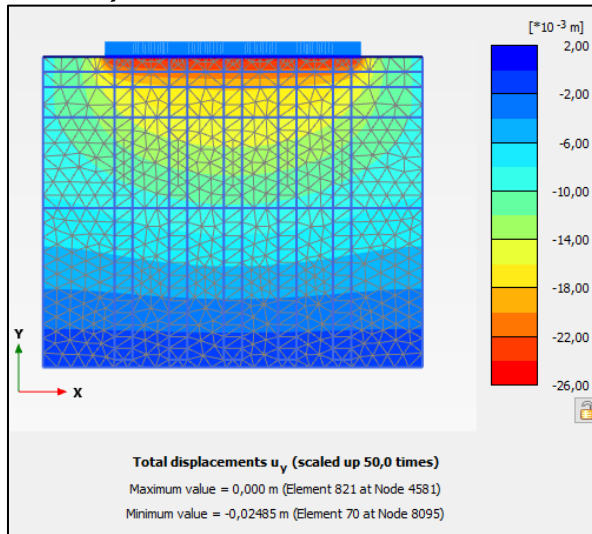


Figure V.77 : Déplacement dû à une charge de 20kN/m – Cinq colonnes

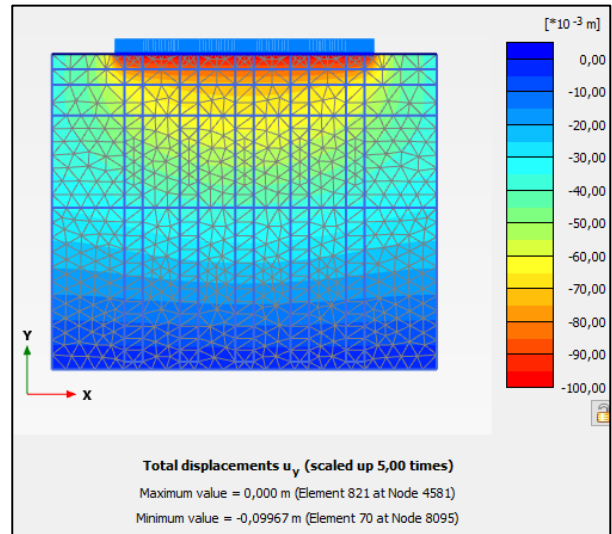


Figure V.78 : Déplacement dû à une charge de 80kN/m – Cinq colonnes

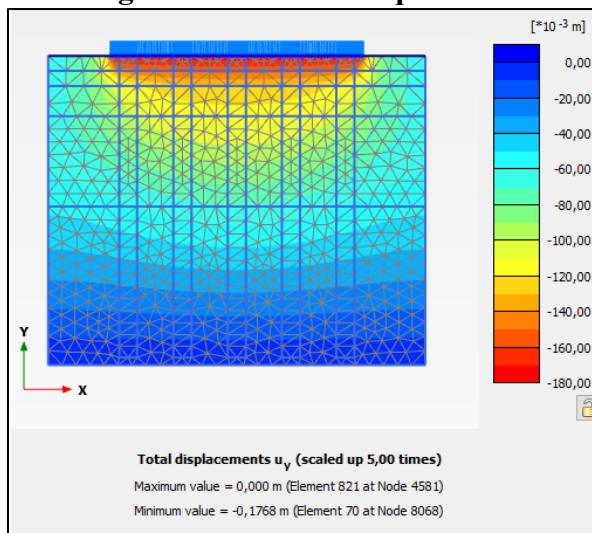


Figure V.79 : Déplacement dû à une charge de 140kN/m – Cinq colonnes

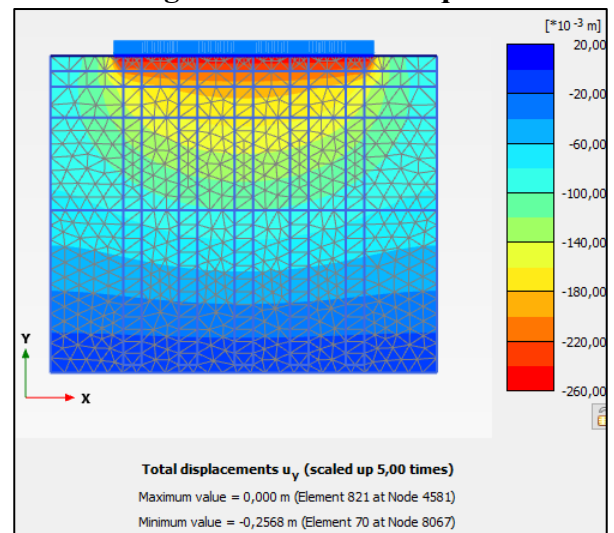


Figure V.80 : Déplacement dû à une charge de 200kN/m – Cinq colonnes

❖ Cas dynamique :

✎ Sol non renforcé :

Les figures suivantes représentent l'évaluation du déplacement horizontal dû à l'application d'une charge dynamique, dans le cas d'un sol non renforcé.

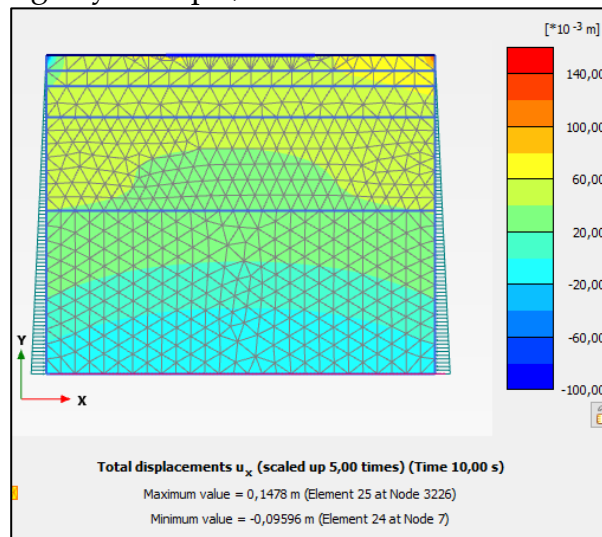


Figure V.81 : Déplacement dû à la charge dynamique – Sol non renforcé

✎ Sol renforcé des pieux en béton armé :

Les figures suivantes représentent l'évaluation du déplacement horizontal dû à l'application d'une charge dynamique, dans le cas d'un sol renforcé par des pieux en béton armé.

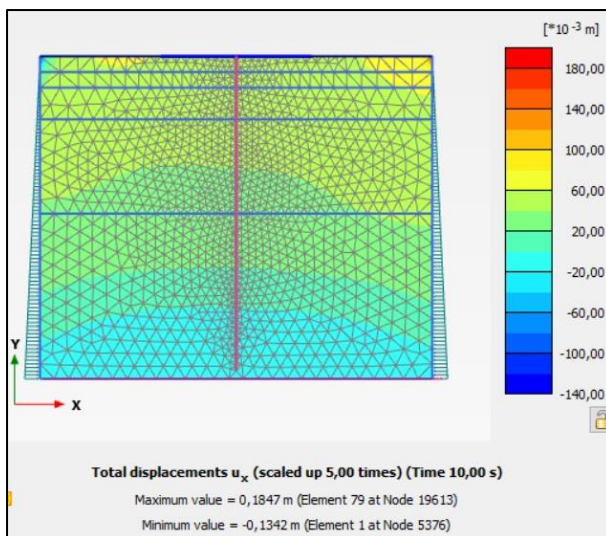


Figure V.82 : Déplacement dû à la charge dynamique – Un seul pieu

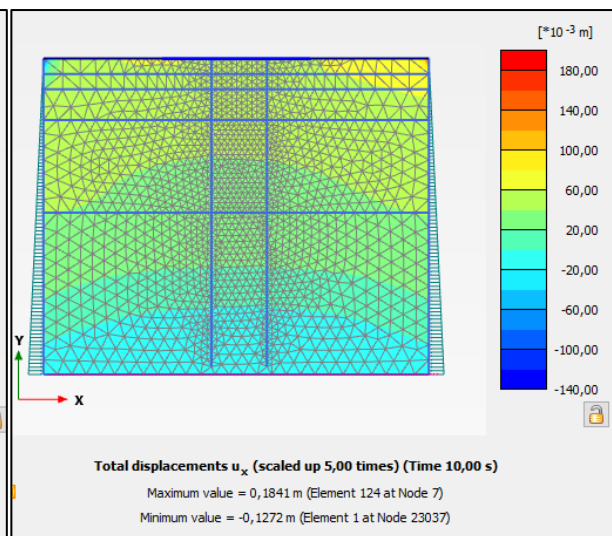


Figure V.83 : Déplacement dû à la charge dynamique – Deux pieux

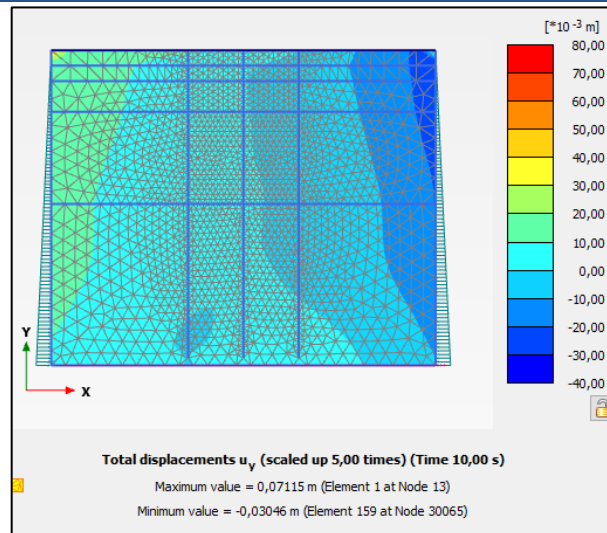


Figure V.84 : Déplacement dû à la charge dynamique – Trois
 Sol renforcé par des colonnes ballastées :

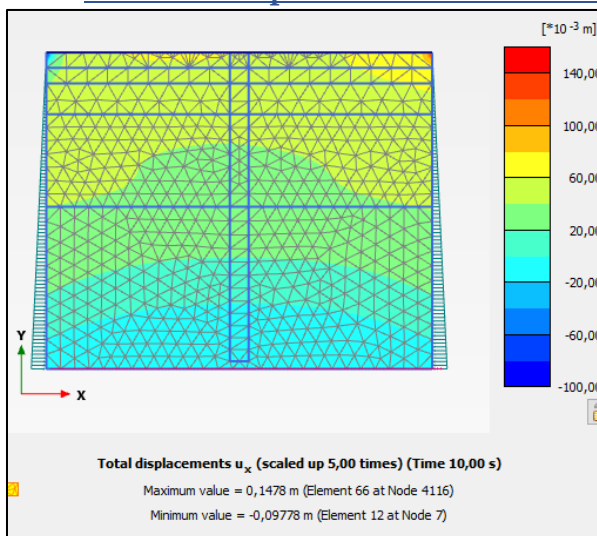


Figure V.85 : Déplacement dû à la charge dynamique – Une seule colonne

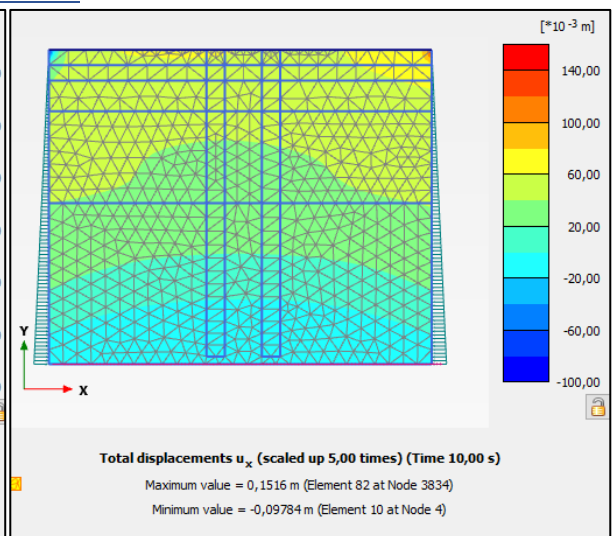


Figure V.86 : Déplacement dû à la charge dynamique – Deux colonnes

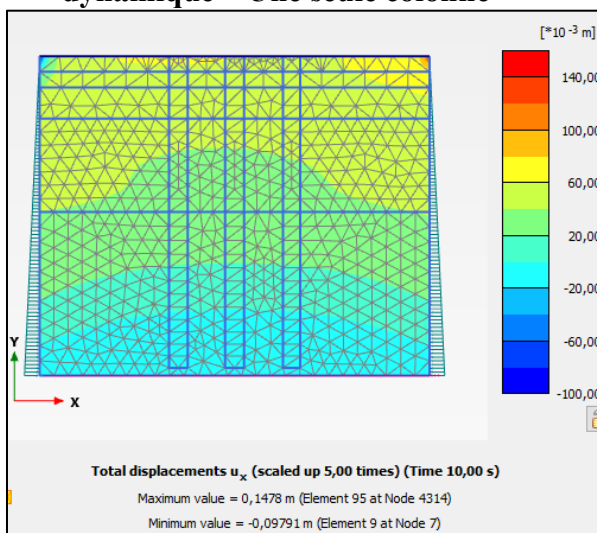


Figure V.87 : Déplacement dû à la charge dynamique – Trois colonnes

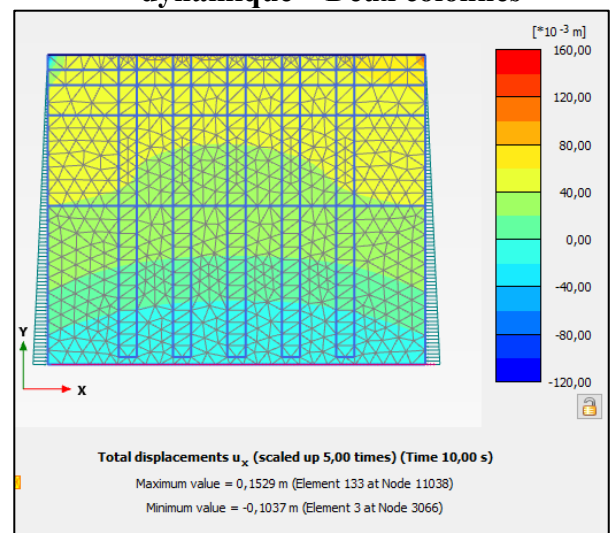


Figure V.88 : Déplacement dû à la charge dynamique – Cinq colonnes

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

De la même manière, les **déplacements horizontaux** (U_x) montrent une **réduction significative** avec l'ajout de renforcement, confirmant l'effet stabilisateur des pieux et des colonnes.

Tableau V-6:Récapitulative des déplacements horizontaux

Charge (kN)	Déplacement horizontal (m)							
	Sol non renforcé	Sol renforcé par des pieux en béton arme			Sol renforcé par des colonnes ballastées			
		1 pieu	2 pieux	3 pieux	1 Colonnes	2 Colonnes	3 Colonnes	5 Colonnes
20	1,66E-03	1,95E-03	0,00223	0,00261	0,00169	0,00165	0,00162	0,00168
40	3,33E-03	3,34E-03	0,00329	0,00338	0,00334	0,00333	0,00327	0,00335
60	5,16E-03	4,20E-03	0,00427	0,00413	0,00517	0,00509	0,00491	0,00502
80	6,92E-03	6,02E-03	0,00541	0,00458	0,00693	0,00685	0,00649	0,00685
100	8,70E-03	7,86E-03	0,00695	0,00596	0,00869	0,00858	0,00815	0,24800
120	1,01E-02	9,68E-03	0,00861	0,00738	0,01013	0,00969	0,00958	0,01242
140	0,01188	0,01107	0,01025	0,00897	0,01177	0,01206	0,01000	0,15710
160	0,01523	0,01193	0,01168	0,01081	0,01516	0,01512	0,01555	0,01978
180	0,01934	0,01356	0,01261	0,01251	0,01928	0,01902	0,01967	0,02411
200	0,02393	0,01755	0,01309	0,01373	0,02387	0,02313	0,02399	0,02876
Séisme	0,09596	0,1342	0,01272	0,03046	0,09778	0,09784	0,09791	0,10370

Conclusion :

Le déplacement horizontal diminue également avec l'ajout de systèmes de renforcement, surtout avec les pieux en béton armé.

La configuration avec trois pieux présente les meilleures performances en termes de stabilité latérale.

Les colonnes ballastées réduisent aussi les déplacements latéraux, mais l'effet reste un peu moins marqué que celui obtenu avec les pieux.

V.2.2.3. Contraintes effectives

Les **contraintes verticales effectives** (σ'_{zz}) représentent la part des contraintes réellement transmises entre les grains du sol, en tenant compte de la pression interstitielle. Elles sont essentielles pour comprendre la **répartition des efforts en profondeur**, ainsi que le **transfert de charge** à travers le sol ou les éléments de renforcement. Dans ce projet, les contraintes σ'_{zz} ont été analysées pour les trois scénarios, afin de visualiser l'**effet du renforcement** sur la répartition des contraintes sous la zone chargée. Les figures suivantes présentent la distribution des **contraintes verticales effectives σ'_{zz}** pour les cas : **sans renforcement, avec pieux en béton armé, et avec colonnes ballastées**.

❖ Cas statique :

Les figures suivantes représentent l'évaluations des contraintes effectives dû à l'application des charges statiques, dans le cas d'un sol non renforcé.

🔗 Sol non renforcé :

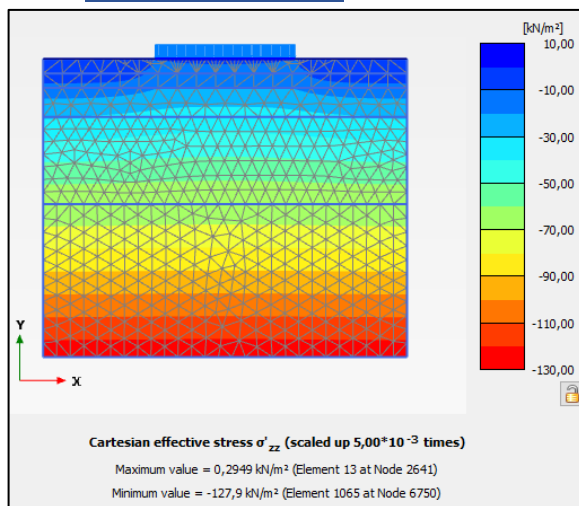


Figure V.89 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Sol non renforcé

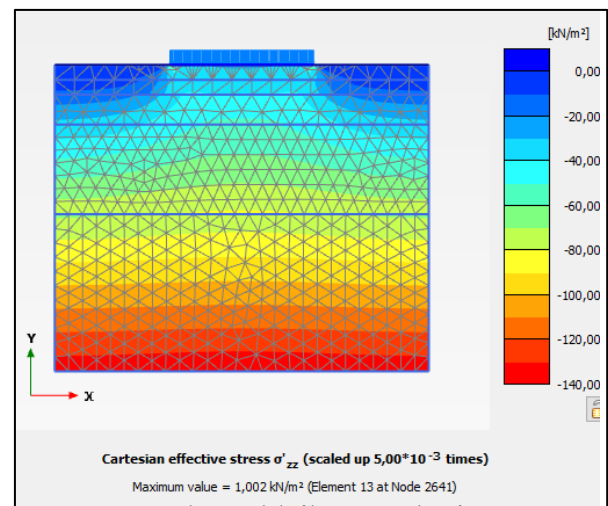


Figure V.90 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Sol non renforcé

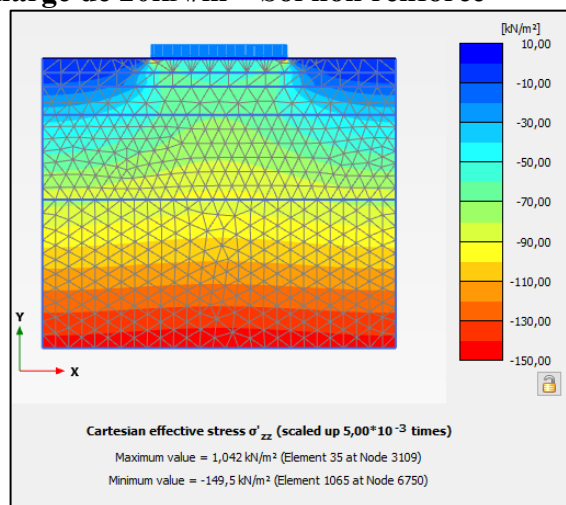


Figure V.91 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Sol non renforcé

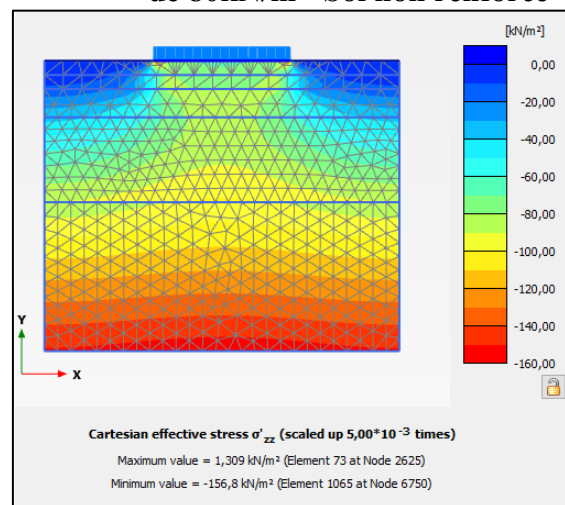


Figure V.92 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Sol non renforcé

Sol renforcé des pieux en béton armé :

Les figures suivantes illustrent l'évaluation des contraintes effectives sous l'effet de différentes charges statiques, dans le cas d'un sol renforcé par des pieux en béton armé.

• *Un seul pieu*

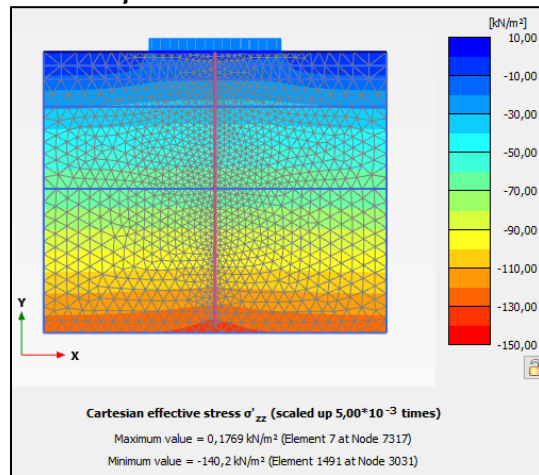


Figure V.93 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Un seul pieu

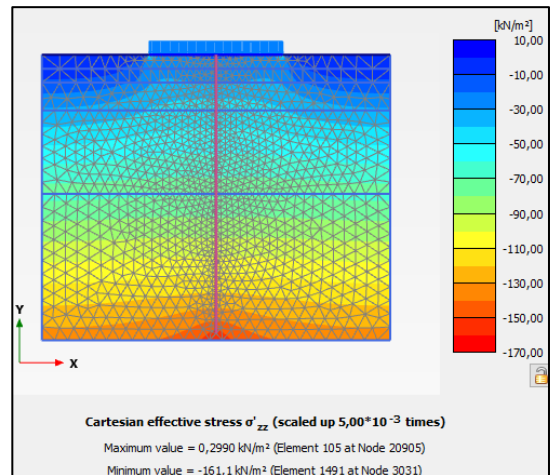


Figure V.94 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Un seul pieu

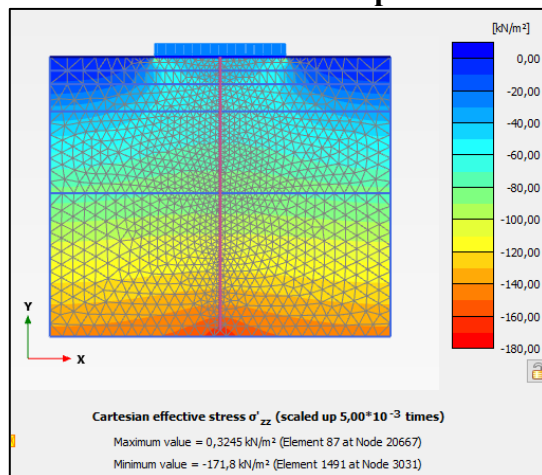


Figure V.95 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Un seul pieu

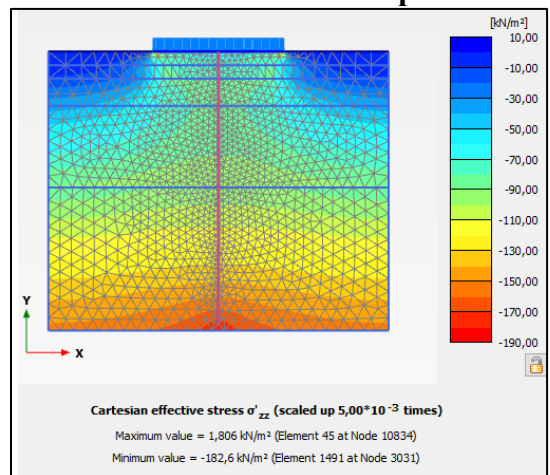


Figure V.96 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Un seul pieu

• *Deux pieux :*

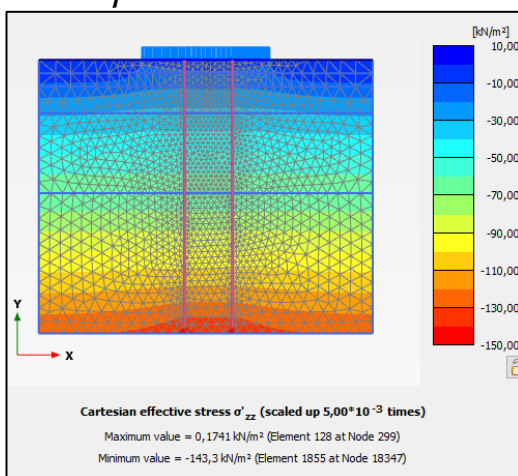


Figure V.97 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Deux pieux

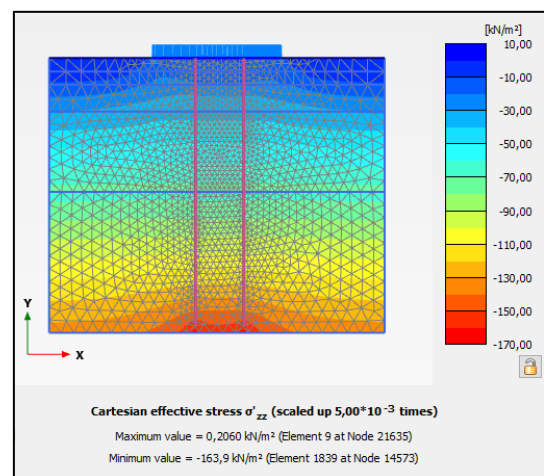


Figure V.98 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Deux pieux

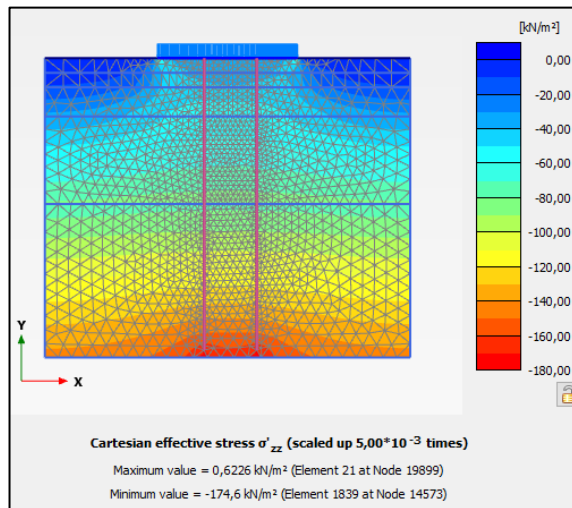


Figure V.99 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Deux pieux

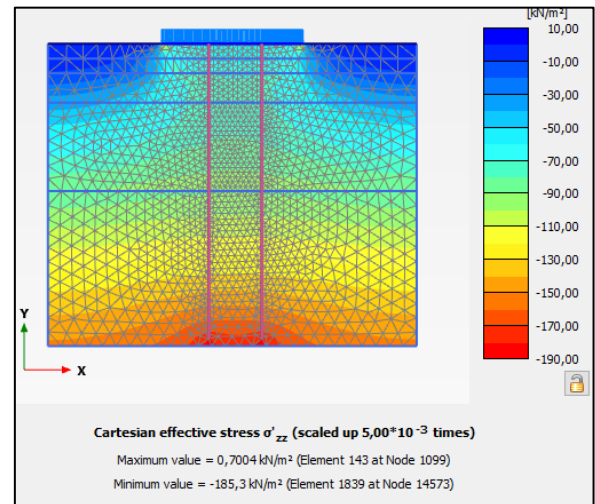


Figure V.100 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Deux pieux

• *Trois pieux :*

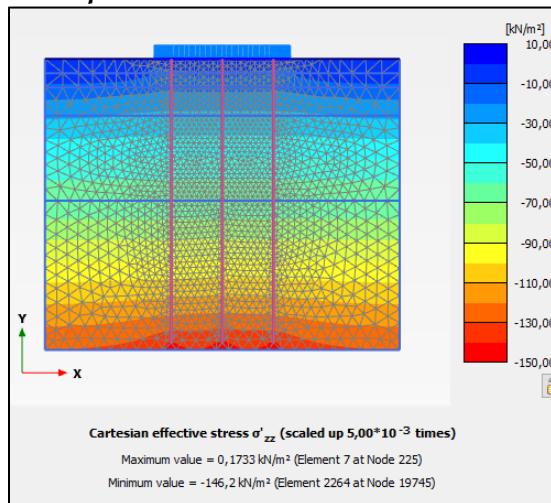


Figure V.101 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Trois pieux

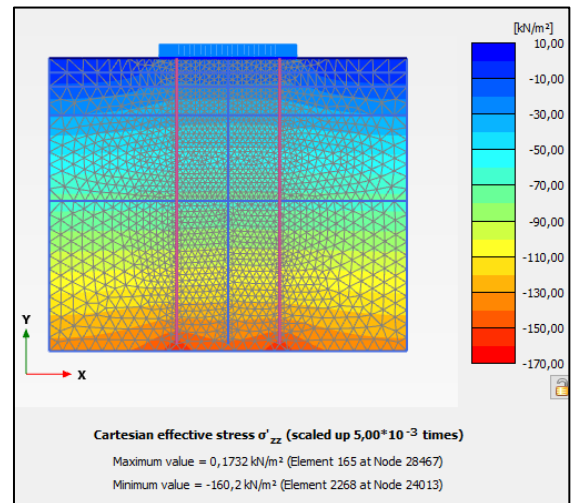


Figure V.102 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Trois pieux

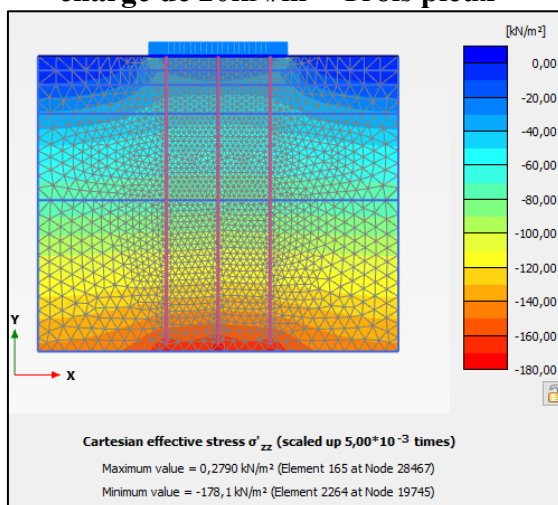


Figure V.103 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Trois pieux

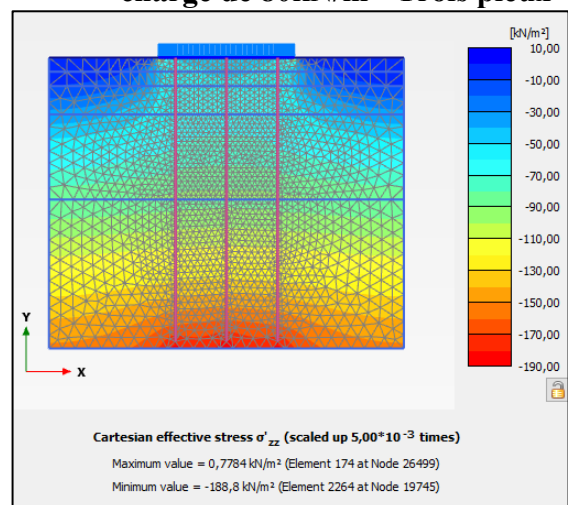
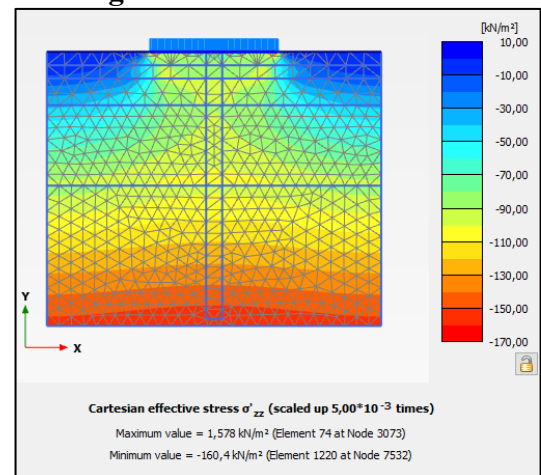
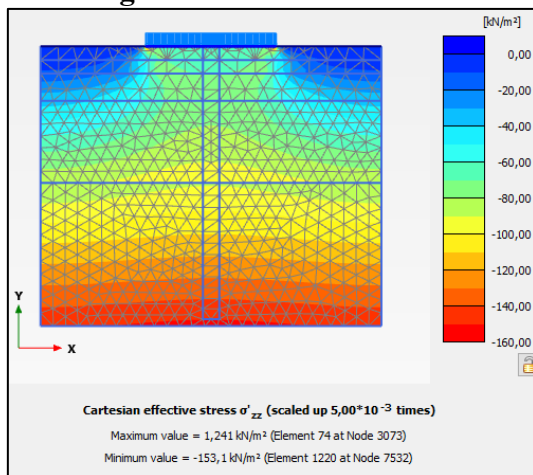
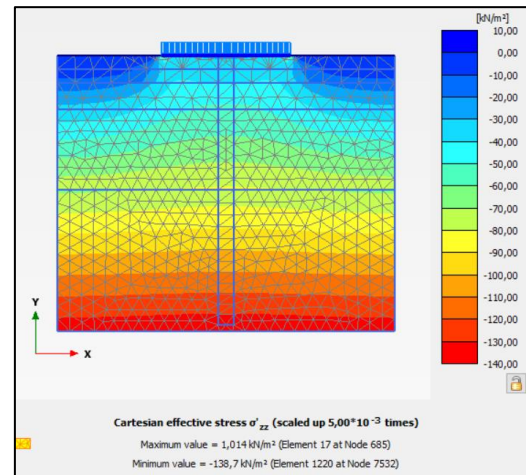
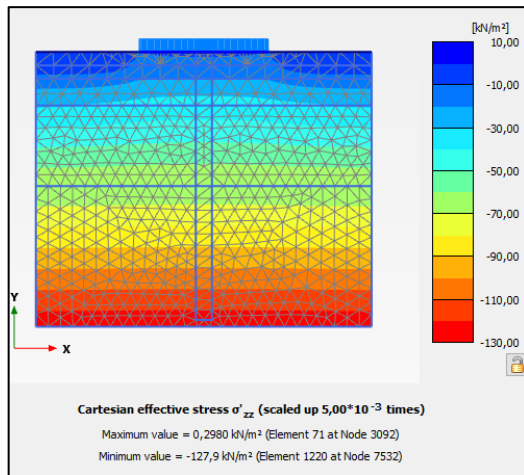


Figure V.104 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Trois pieux

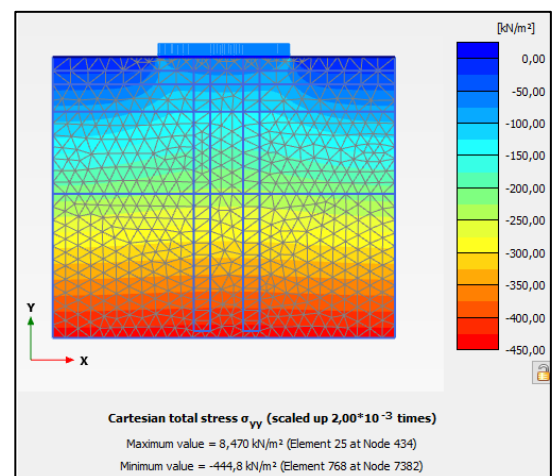
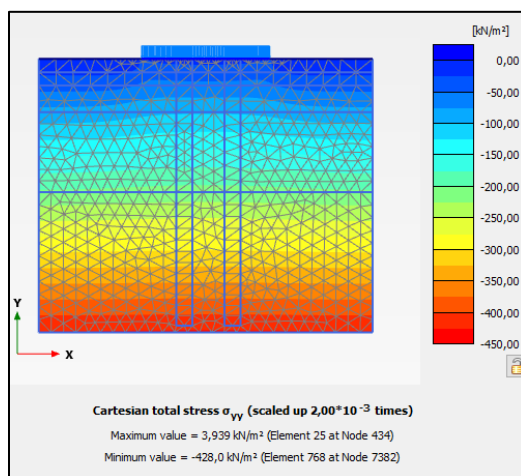
Sol renforcé par des colonnes ballastées :

Les figures suivantes illustrent l'évaluation des contraintes effectives sous l'effet d'une charge dynamique, dans le cas d'un sol renforcé par des colonnes ballastées.

- *Une colonne*



- *Deux colonnes*



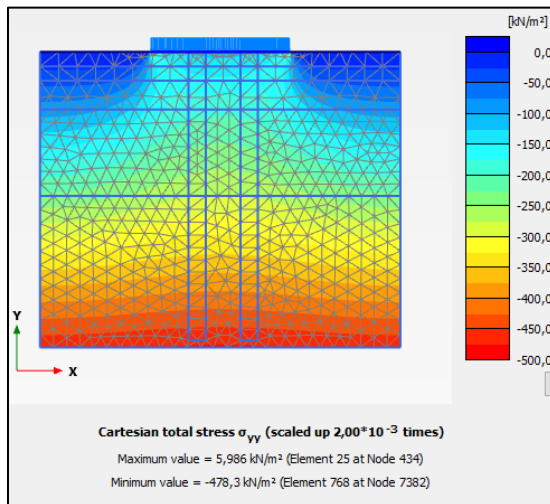


Figure V.111 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Deux colonnes

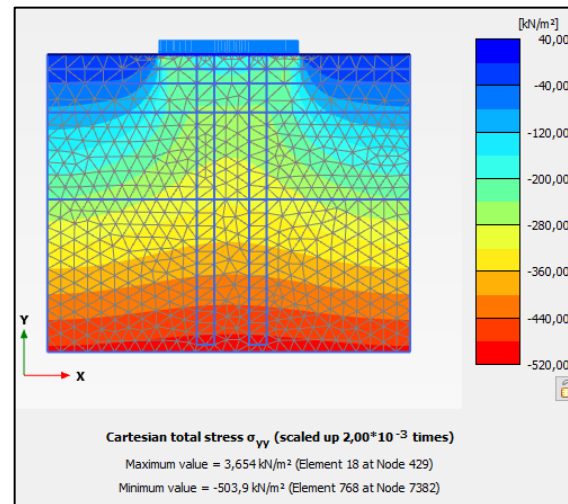


Figure V.112 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Deux colonnes

• Trois colonnes

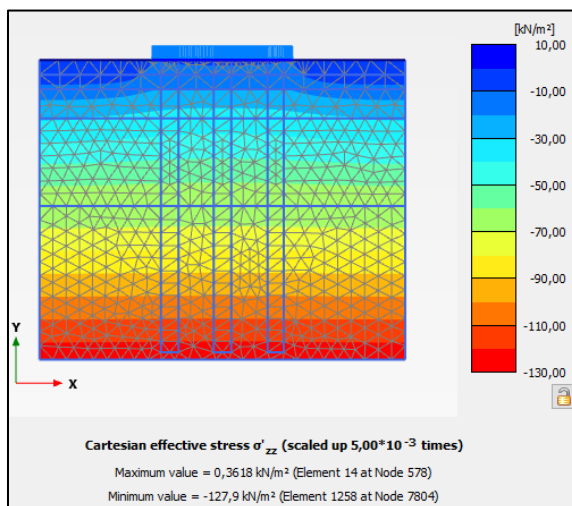


Figure V.113 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Trois colonnes

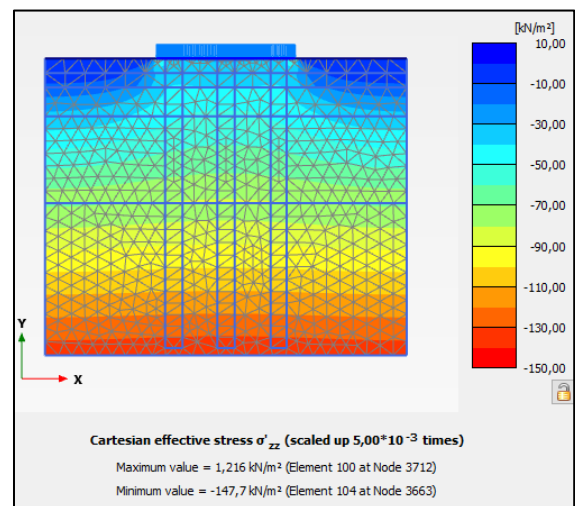


Figure V.114 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Trois colonnes

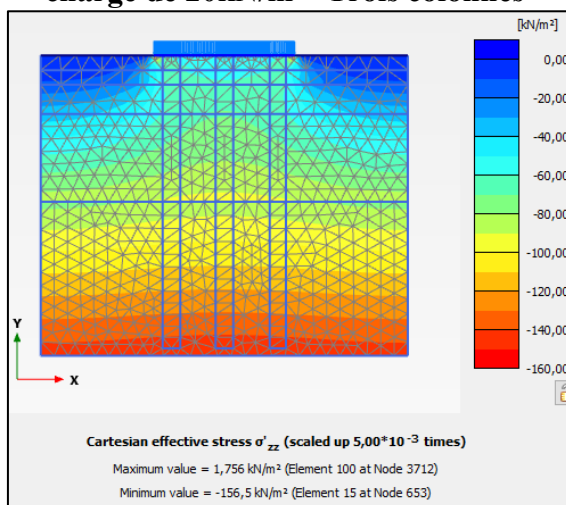


Figure V.115 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Trois colonnes

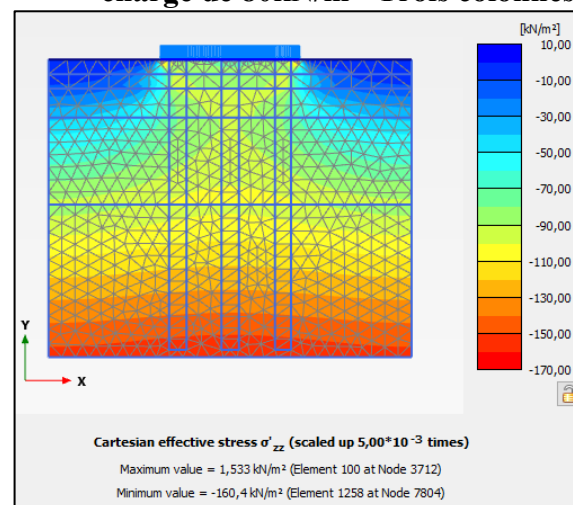


Figure V.116 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Trois colonnes

• Trois colonnes

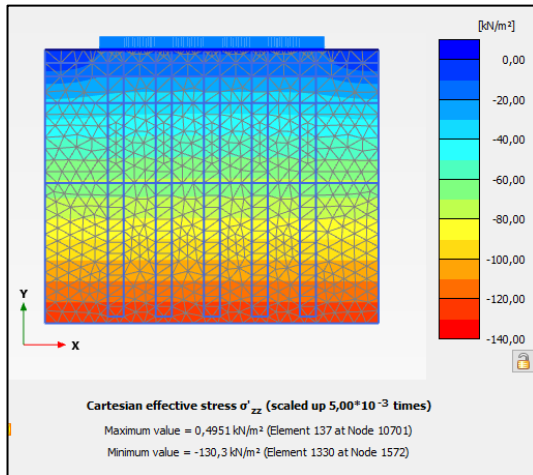


Figure V.117 : Contrainte dû à une charge de 20kN/m – Cinq colonnes

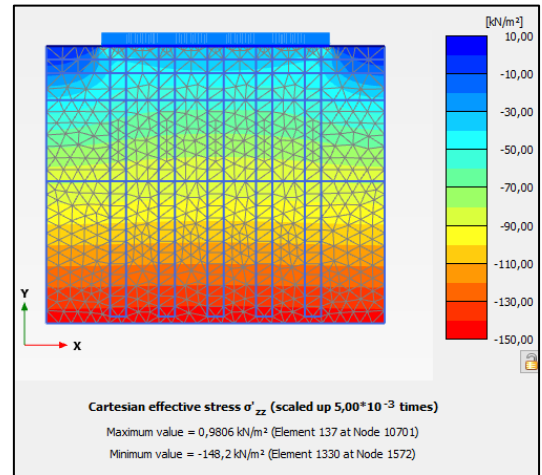


Figure V.118 : Contrainte dû à une charge de 80kN/m - Cinq colonnes

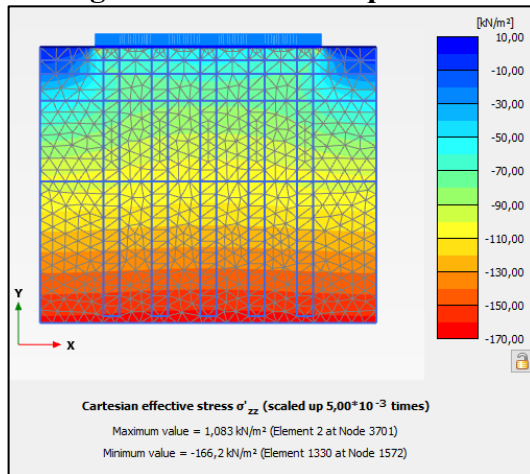


Figure V.119 : Contrainte dû à une charge de 140kN/m - Cinq colonnes

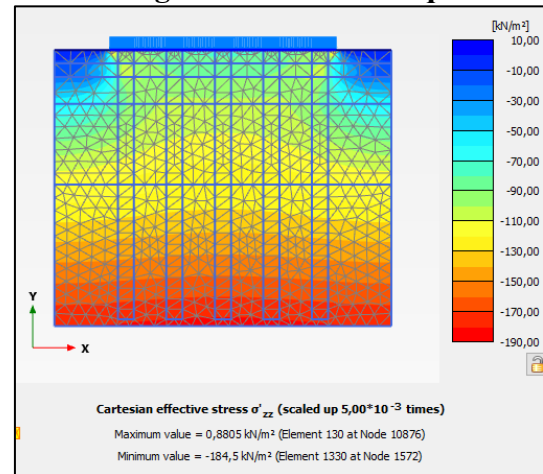


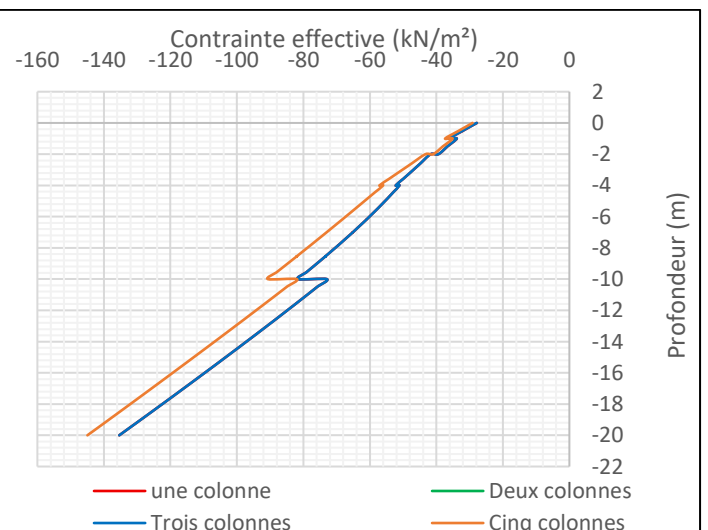
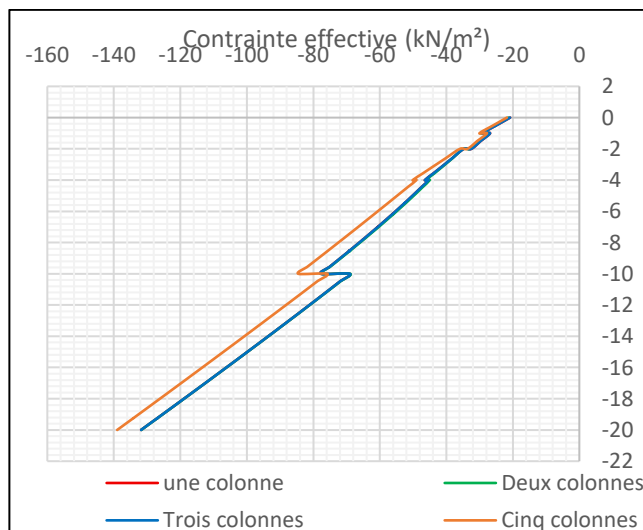
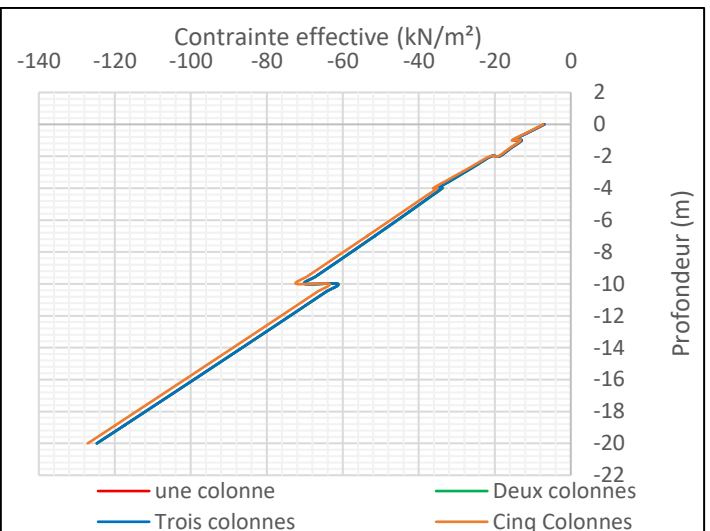
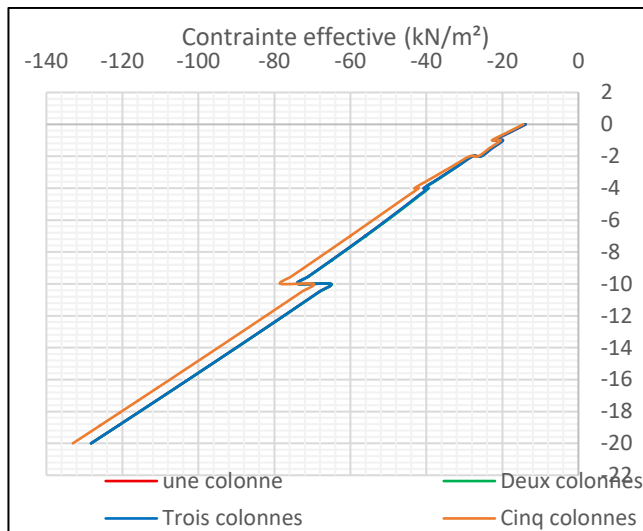
Figure V.120 : Contrainte dû à une charge de 200kN/m - Cinq colonnes

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

Afin d'analyser le **transfert de charge dans les colonnes ballastées**, des **courbes de contraintes verticales effectives σ'_{zz}** ont été tracées en fonction de la profondeur. Ces courbes ont été obtenues le long d'une ligne verticale passant par le **centre de la colonne centrale**, pour les trois configurations testées : **1, 2 et 3 colonnes ballastées**.

Pour chaque niveau de charge appliqué (de 20 à 200 kN/m²), les trois courbes ont été superposées sur un même graphique, ce qui permet de comparer l'**influence du nombre de colonnes** sur la **distribution des contraintes verticales**.

Les figures suivantes illustrent cette évolution pour chaque cas de chargement.



CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

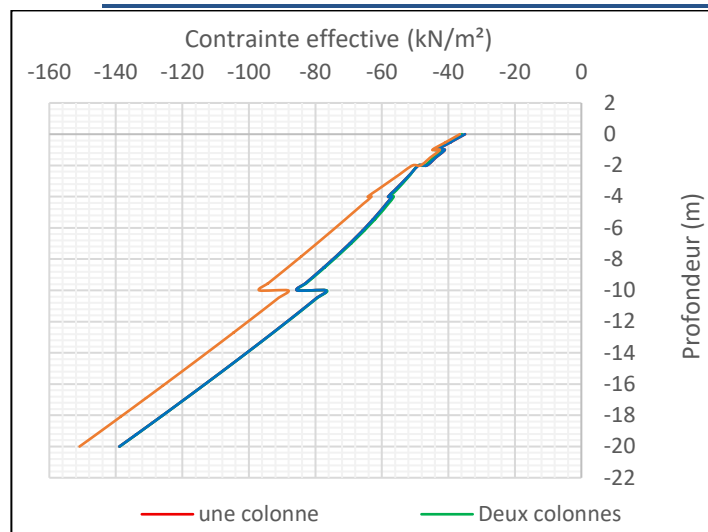


Figure V.125 : Contrainte effective dû à une charge de 100kN/m

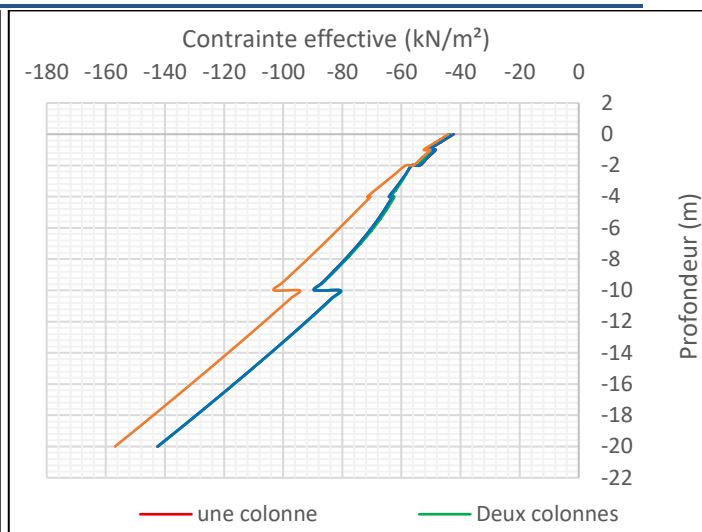


Figure V.126 : Contrainte effective dû à une charge de 80kN/m

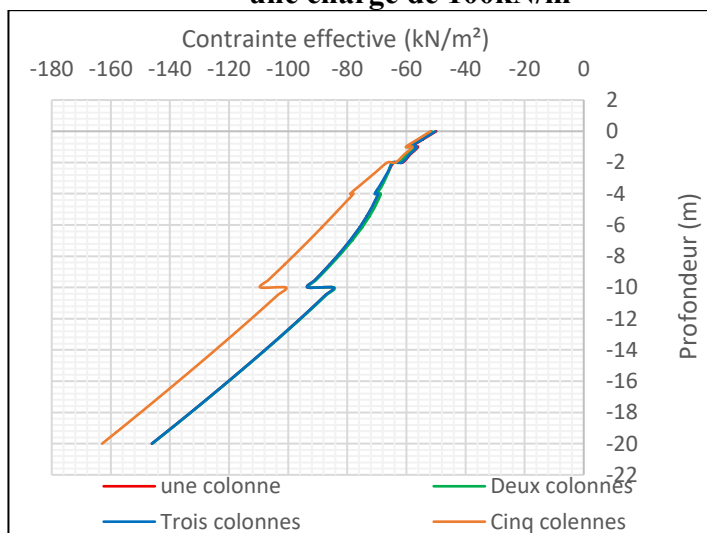


Figure V.127 : Contrainte effective dû à une charge de 140kN/m

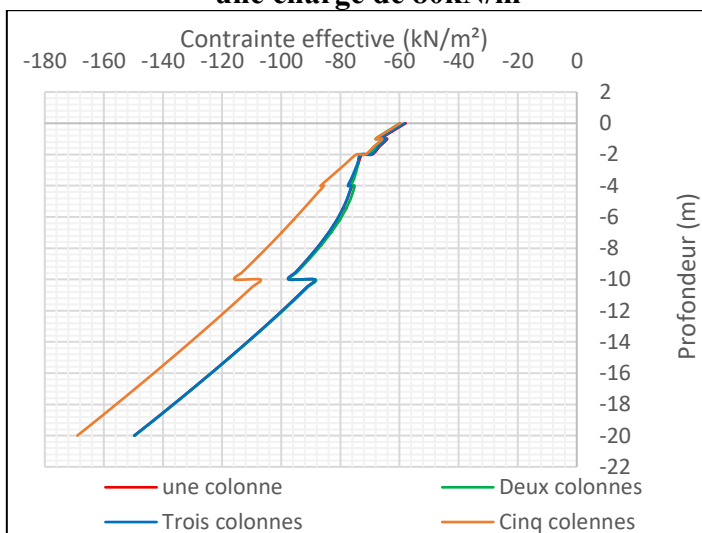


Figure V.128 : Contrainte effective dû à une charge de 160kN/m

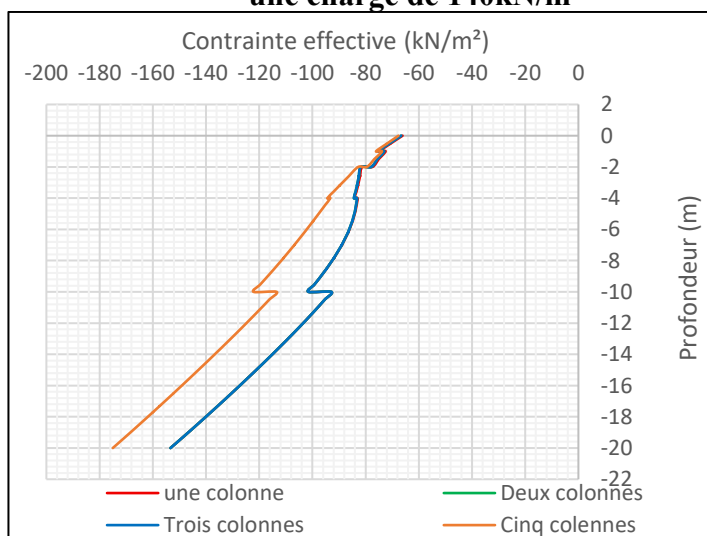


Figure V.129 : Contrainte effective dû à une charge de 180kN/m

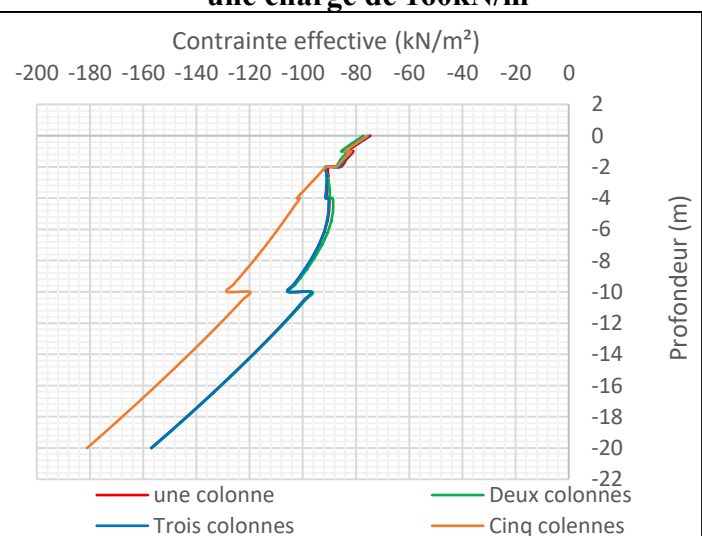


Figure V.130 : Contrainte effective dû à une charge de 200kN/m

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

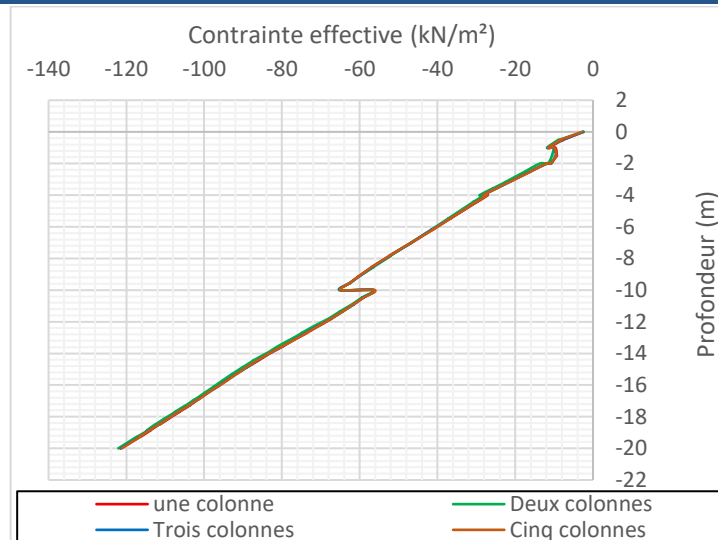


Figure V.131 : Contrainte effective dû à une charge dynamique

Le tableau ci-dessous illustrent l'évolution des **contraintes verticales effectives (σ'_{zz})** avant et après renforcement. On remarque une **meilleure répartition** des contraintes dans le sol renforcé, avec une **réduction des pics de contrainte** autour des zones d'insertion des pieux ou colonnes.

Tableau V-7 : Récapitulative des contraintes effectives

Charge (kN)	Contraintes verticales σ'_{zz} (kN/m²)							
	Sol non renforcé	Sol renforcé par des pieux en béton armé			Sol renforcé par des colonnes ballastées			
		1 pieu	2 pieux	3 pieux	1 Colonnes	2 Colonnes	3 Colonnes	5 Colonnes
20	127,9	140,2	143,3	146,2	127,9	428	127,9	130,3
40	131,5	131,5	151,5	153,5	131,5	436,4	131,5	136,3
60	135,1	157,5	159,1	160,8	135,1	444,8	135,1	142,2
80	138,7	161,1	163,9	160,2	138,7	453,1	147,7	148,2
100	142,2	164,6	167,6	170,7	142,2	461,5	156,8	154,2
120	145,8	168,2	171,3	174,6	145,8	469,9	167,1	160,2
140	149,5	171,8	174,6	178,1	149,5	478,3	156,5	166,2
160	153,1	175,3	178,2	187,7	153,1	486,8	155,1	172,3
180	156,8	179	181,7	185,2	156,8	495,3	156,8	178,4
200	160,4	182,6	185,3	188,8	160,4	503,9	160,4	184,5
Séisme	182,6	176,9	179,2	170,7	182,3	182,1	182,2	182,4

Conclusion :

L'analyse des contraintes verticales σ'_{zz} révèle que les renforcements permettent une meilleure répartition des charges dans le sol.

Les pieux concentrent les contraintes sur leur fût, tandis que les colonnes ballastées les répartissent plus largement en profondeur.

Le sol non renforcé présente des pics de contrainte localisés et importants, ce qui le rend plus sensible aux tassements différenciés.

V.2.2.4. Facteur d'amélioration β

Le facteur d'amélioration β est défini comme

$$\beta = \frac{S_{sans}}{S_{avec}}$$

où :

- S_{sans} est le **tassement vertical maximum** mesuré dans le sol **non renforcé** (Scénario 1),
- S_{avec} est le **tassement vertical maximum** mesuré dans le sol **renforcé** (par pieux ou colonnes, Scénarios 2 et 3).

Le tableau suivant présente les **valeurs de β** obtenues pour chaque type de renforcement :

Charge (kN)	Influence de variation du chargement sur le facteur β						
	Sol renforcé par des pieux en béton arme			Sol renforcé par des colonnes ballastées			
	1 pieu	2 pieux	3 pieux	1 Colonnes	2 Colonnes	3 Colonnes	5 Colonnes
20	1,22	1,16	1,13	1,168	1,167	1,168	0,958
40	1,00	1,43	1,50	1,000	0,853	0,999	0,820
60	1,41	1,66	1,84	1,000	0,999	0,999	0,820
80	1,28	1,73	1,83	1,000	0,998	0,999	0,819
100	1,21	1,53	2,08	1,000	0,999	0,999	0,821
120	1,18	1,41	1,84	1,000	0,998	0,998	0,820
140	1,15	1,34	1,66	0,999	0,996	0,997	0,822
160	1,13	1,29	1,55	1,000	0,996	0,996	0,825
180	1,12	1,26	1,47	1,000	0,995	0,995	0,829
200	1,10	1,23	1,41	1,000	0,995	0,994	0,833
Séisme	1,00	1,01	1,04	1,03	1,03	1,02	1,03

🔗 Conclusion :

Le facteur β quantifie l'efficacité du renforcement. Il est le plus élevé avec trois pieux, indiquant une amélioration nette des performances mécaniques.

Le renforcement par colonnes ballastées présente une amélioration plus modeste, notamment pour les charges élevées, où β reste proche de 1, traduisant un gain limité.

V.2.2.5. Efforts internes :

L'analyse des efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant) a été effectuée uniquement pour les **scénarios 2 et 3**, dans lesquels des éléments de renforcement structuraux sont présents.

Dans le cas des **pieux en béton armé** (scénario 2), les efforts internes ont été extraits à différentes profondeurs pour chaque configuration (1, 2 et 3 pieux). Dans le cas des **colonnes ballastées** (scénario 3), bien que ces éléments ne soient pas modélisés comme des structures rigides, l'analyse des contraintes dans les zones renforcées permet d'évaluer la **répartition des charges** et l'**efficacité du transfert par le matelas**.

Les résultats principaux sont :

- **Effort normal (N_x)** : reflète la compression axiale dans le pieu
- **Effort tranchant (Q_y)** : indique le cisaillement latéral transmis par le sol au pieu
- **Moment fléchissant (M_y)** : représente la flexion du pieu sous l'effet combiné de la charge et des déplacements différentiels

✍ Le moment flechissant :

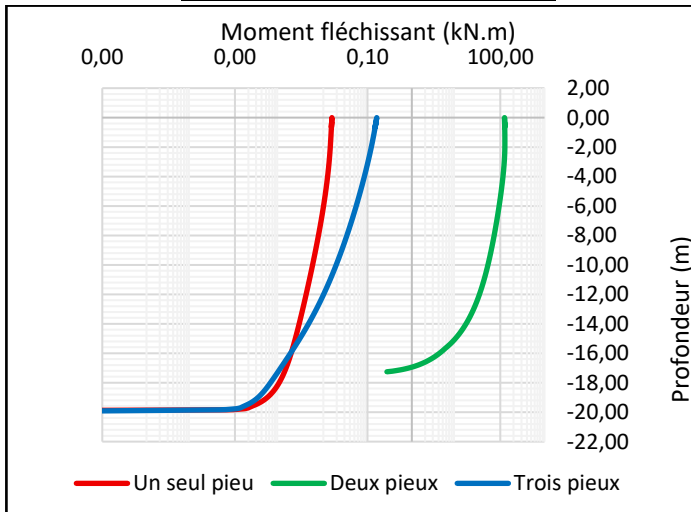


Figure V.132 : Moment fléchissant dû à une charge de 100kN/m

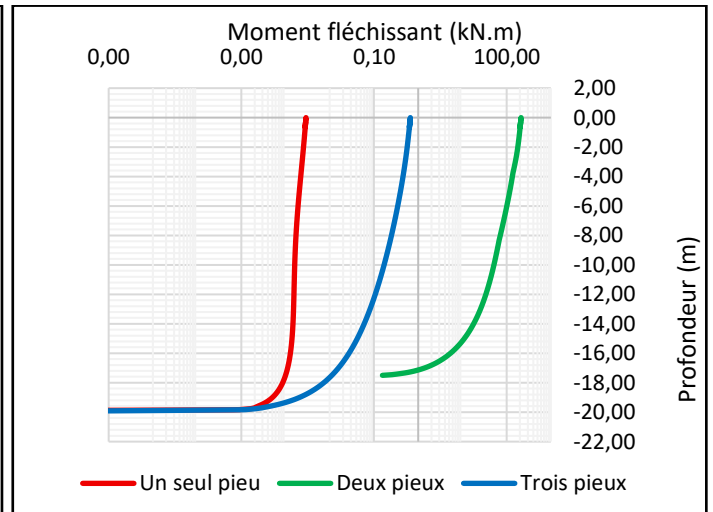


Figure V.133 : Moment fléchissant dû à une charge de 120 kN/m

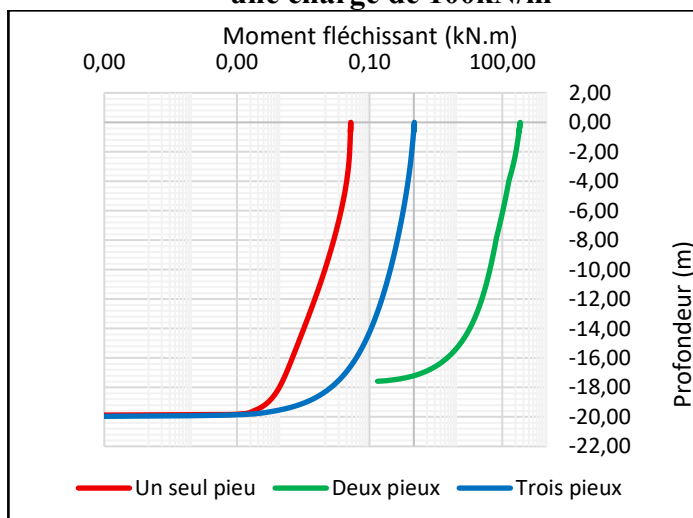


Figure V.134 : Moment fléchissant dû à une charge de 140kN/m

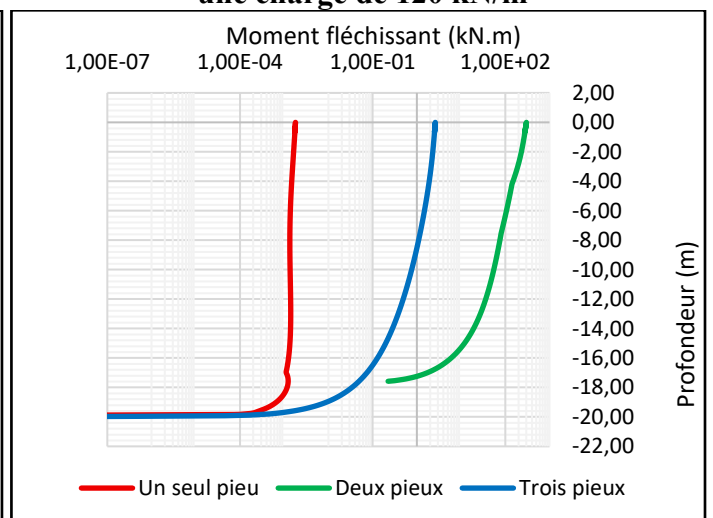


Figure V.135 : Moment fléchissant dû à une charge de 160kN/m

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

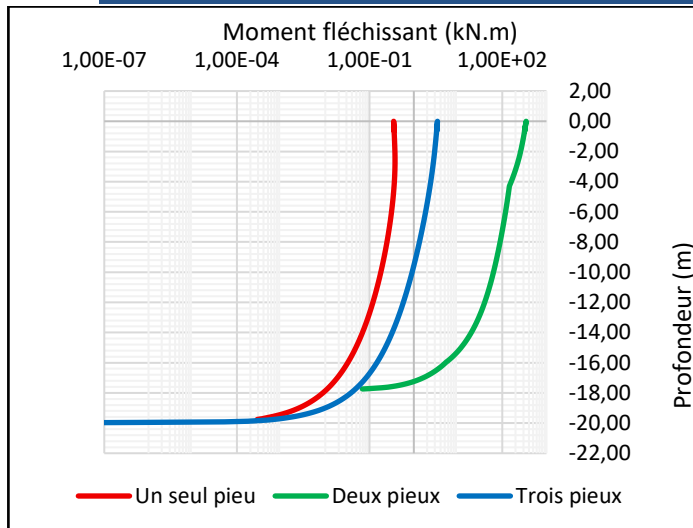


Figure V.136 : Moment fléchissant dû à une charge de 180kN/m

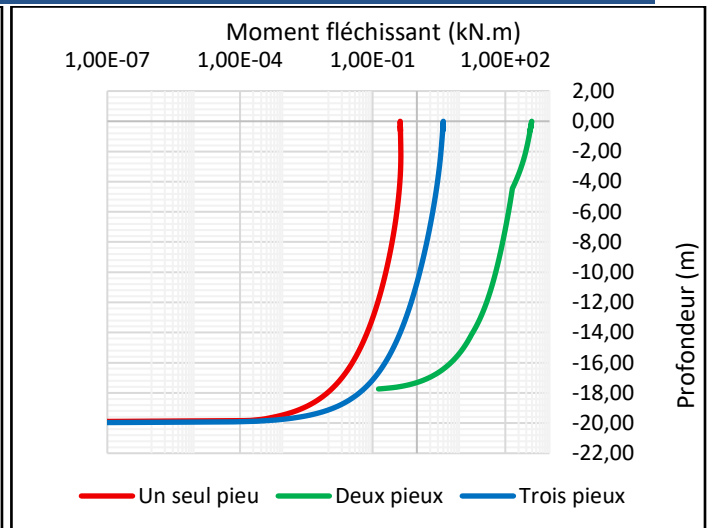


Figure V.137 : Moment fléchissant dû à une charge de 200kN/m

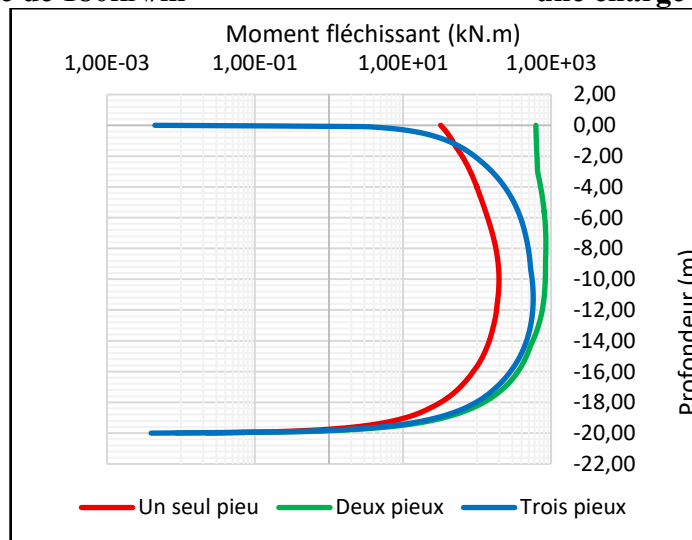


Figure V.138 : Moment fléchissant dû à une dynamique

L'effort normal :

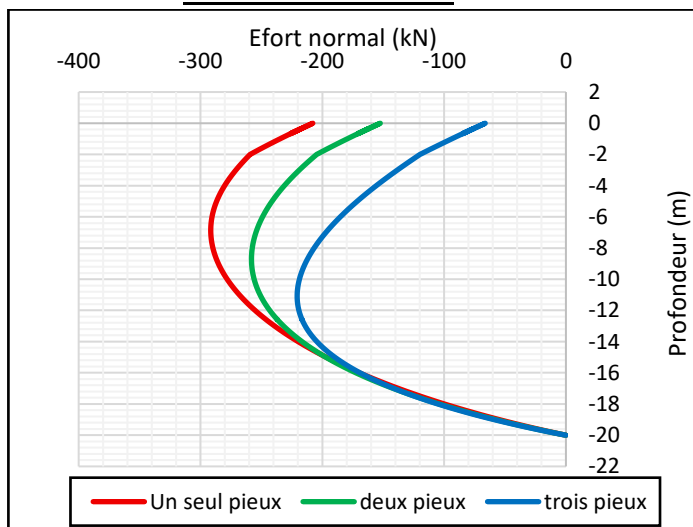


Figure V.139 : Effort normal dû à une charge de 20kN/m

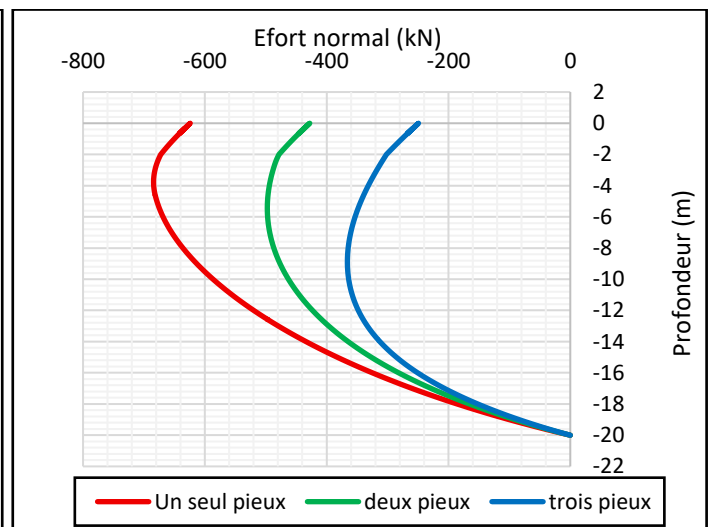


Figure V.140 : Effort normal dû à une charge de 40kN/m

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

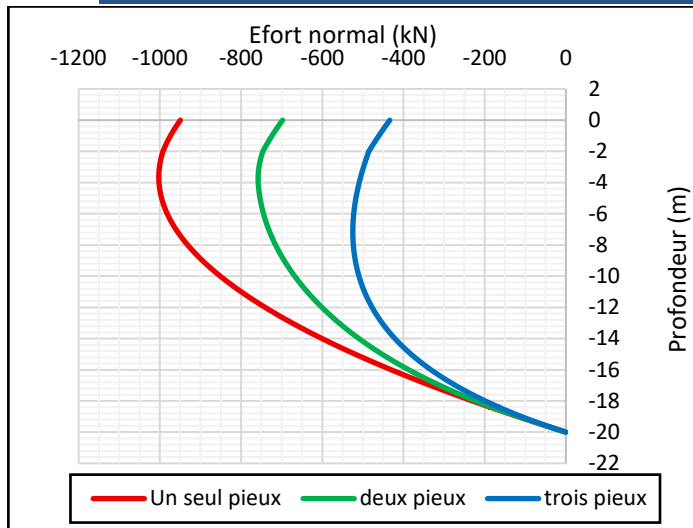


Figure V.141 : Effort normal dû à une charge de 60kN/m

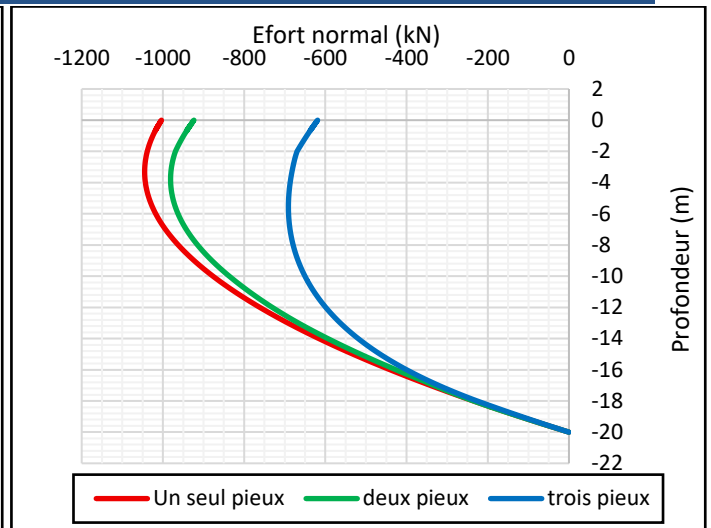


Figure V.142 : Effort normal dû à une charge de 80kN/m

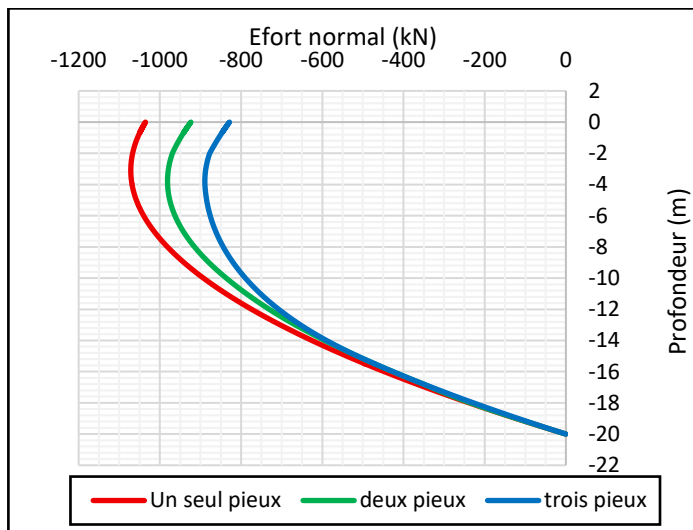


Figure V.143 : Effort normal dû à une charge de 100kN/m

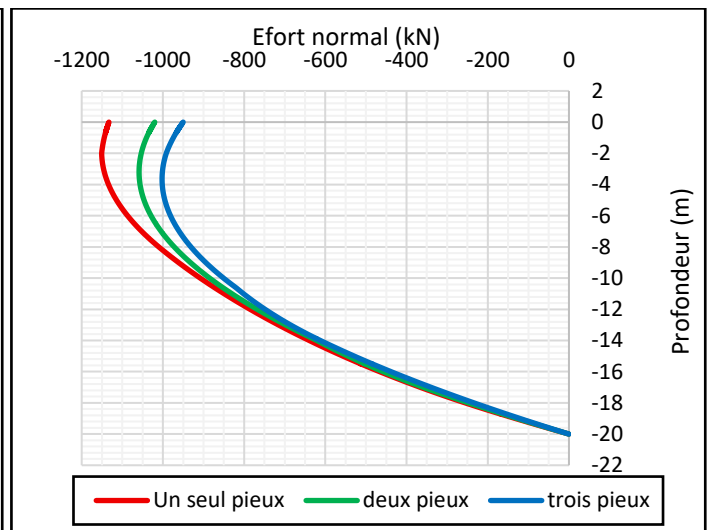


Figure V.144 : Effort normal dû à une charge de 120kN/m

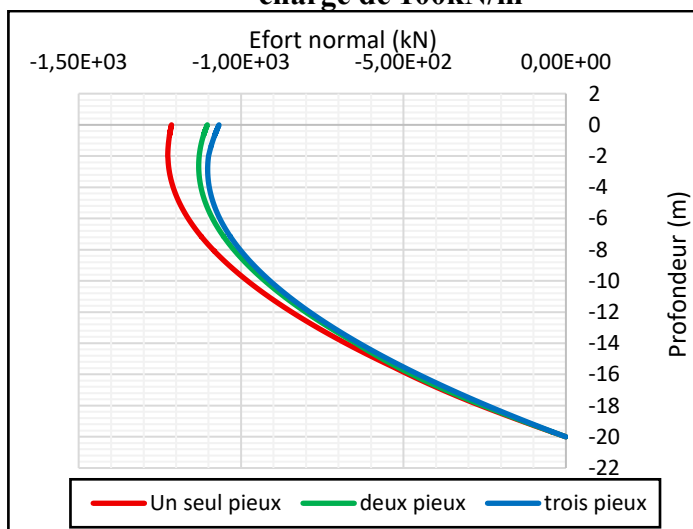


Figure V.145 : Effort normal dû à une charge de 140kN/m

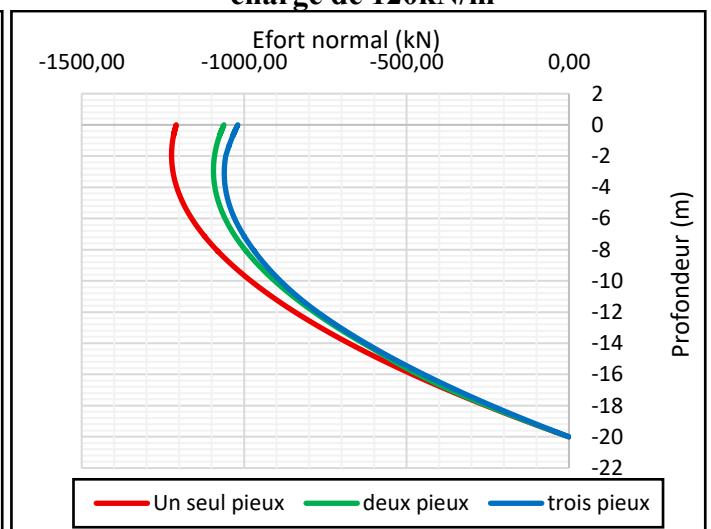


Figure V.146 : Effort normal dû à une charge de 160kN/m

CHAPITRE V : Analyse comparative du renforcement des sols par des pieux ou des colonnes ballastées

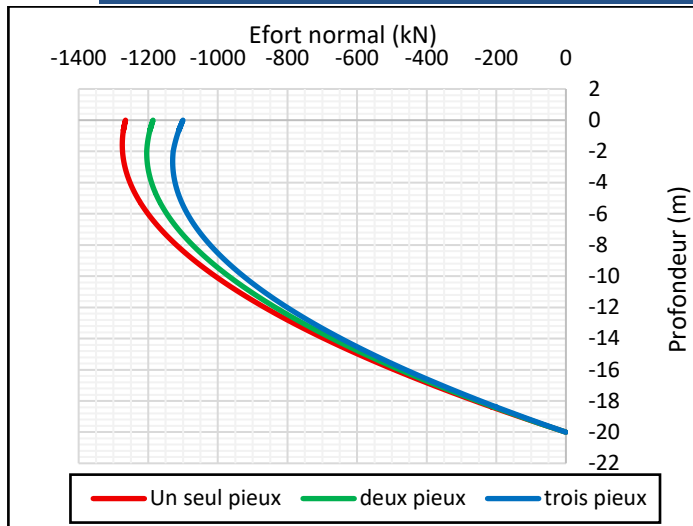


Figure V.147 : Effort normal dû à une charge de 180kN/m

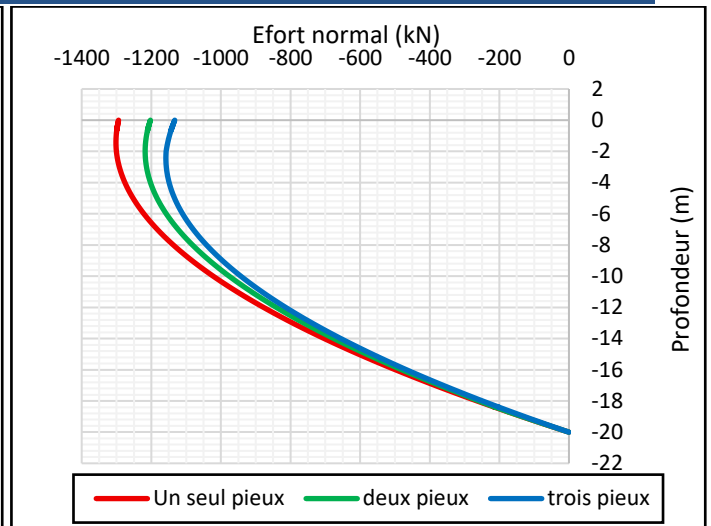


Figure V.148 : Effort normal dû à une charge de 200kN/m

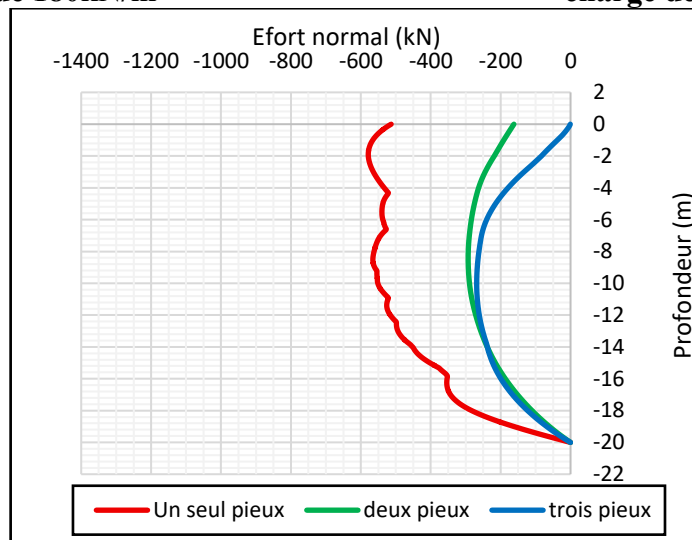


Figure V.149 : Effort normal dû à une charge dynamique

Conclusion :

L'analyse des efforts internes dans les pieux montre une augmentation des sollicitations avec la charge, mais aussi une réduction significative de ces efforts lorsque le nombre de pieux augmente.

Cela montre que le partage de charge entre plusieurs pieux améliore la sécurité structurale.

Pour les colonnes ballastées, bien qu'aucun effort fléchissant ne soit mesuré, l'analyse des contraintes internes confirme leur rôle dans la redistribution de la charge.

V.3. Conclusion :

Analyse comparative avec PLAXIS 2D

Ce chapitre a permis d'évaluer, à travers des simulations numériques réalisées sous PLAXIS 2D, l'efficacité de deux techniques de renforcement du sol — les pieux en béton armé et les colonnes ballastées — face à des sollicitations statiques et dynamiques.

Les résultats ont mis en évidence plusieurs éléments clés :

Le renforcement du sol permet une nette réduction des tassements verticaux et des déplacements horizontaux, améliorant la stabilité globale du massif.

Les pieux en béton armé, notamment en configuration à trois éléments, offrent les meilleures performances mécaniques, en assurant un transfert de charge profond et concentré, avec une diminution significative des efforts internes.

Les colonnes ballastées, bien qu'un peu moins efficace que les pieux, constituent une solution intermédiaire intéressante, en diffusant plus largement les contraintes dans le sol et en réduisant les tassements, surtout lorsqu'elles sont utilisées en nombre élevé.

L'analyse sismique confirme l'importance d'un bon renforcement : face aux sollicitations dynamiques, le sol non renforcé subit des déformations importantes, tandis que les systèmes de renforcement, en particulier les pieux, permettent de contenir les effets du séisme.

Le facteur d'amélioration β a validé de manière quantitative les performances des différents systèmes, en confirmant que l'efficacité augmente avec le nombre d'éléments de renforcement, surtout pour les pieux.

En conclusion, ce chapitre démontre que le choix de la méthode de renforcement doit être guidé par les exigences de performance, la nature des charges (statiques ou dynamiques) et les caractéristiques du sol. Les pieux restent la solution la plus performante dans des contextes exigeants, tandis que les colonnes ballastées offrent un compromis intéressant entre efficacité et simplicité de mise en œuvre.

Conclusions Générale

Conclusions générale :

Ce travail a permis d'explorer, d'un point de vue théorique et numérique, différentes techniques de renforcement des sols, notamment à travers l'usage de pieux en béton armé et de colonnes ballastées. Après avoir présenté les principes fondamentaux du renforcement, les types de fondations et les caractéristiques propres à chaque méthode, une analyse comparative approfondie a été menée à l'aide du logiciel **PLAXIS 2D**, basé sur la méthode des éléments finis.

Les simulations numériques ont couvert plusieurs configurations de renforcement, à différentes échelles :

- Un **sol non renforcé** (état de référence),
- Un sol renforcé par **1, 2 ou 3 pieux** en béton armé,
- Un sol renforcé par **1, 2, 3 ou 5 colonnes ballastées**.

En complément de l'analyse statique, une **analyse dynamique a été intégrée**, en appliquant un **séisme synthétique généré à partir du spectre de réponse réglementaire** (RPOA – zone III). Cette analyse a permis d'étudier le comportement du sol et des renforcements sous des **sollicitations transitoires réalistes**, et de comparer les réponses statiques et dynamiques.

Les résultats obtenus ont mis en évidence plusieurs points clés :

- Le **renforcement par pieux** offre les **meilleures performances globales**, avec une réduction significative des **tassements verticaux**, des **déplacements horizontaux**, et une **meilleure répartition des contraintes**,
- Les **colonnes ballastées**, notamment en **configuration à 5 colonnes**, assurent également une amélioration notable du comportement mécanique, mais leur efficacité reste légèrement inférieure à celle des pieux, surtout sous fortes charges,
- Le **facteur d'amélioration β** a confirmé quantitativement les gains apportés par les renforcements, avec des valeurs maximales pour les configurations à **3 pieux**,
- L'**analyse dynamique** a montré que le séisme amplifie les déformations, mais que les systèmes de renforcement maintiennent une **bonne capacité d'absorption des efforts**, en particulier les pieux,
- L'étude des **efforts internes** (N_x , Q_y , M_y) et des **contraintes effectives** (σ'_{zz}) a permis de mieux comprendre les mécanismes de transfert de charge dans chaque système.

Cette étude confirme l'intérêt de la **modélisation numérique comme outil de prévision et d'optimisation** pour les solutions de renforcement de sol. Elle fournit une base de comparaison robuste pour le choix des techniques en fonction :

- des **conditions de sol**,
- du **niveau de charge attendu**,
- et du **niveau de sécurité requis**, notamment en contexte sismique.

Elle ouvre également la voie à de futures études intégrant d'autres types de renforcement, des effets 3D, ou des analyses couplées sol-eau plus poussées.

- [1]: Ben Ouezdou, M. « Cours Ouvrages d'Art, Tome 2 : Dimensionnement », Polycopié ENIT, Tunisie, Novembre 2021.
- [2]: Ben Ouezdou, M « Cours Ouvrages d'Art, Tome 1 : Conception », Polycopié ENIT, Tunisie, Novembre 2021
- [3]: Naoui, B " Etude d'un pont routier multi travées à poutres Indépendantes en béton **précontraint.**", Université Mohamed khider –Biskra
- [4]: **Ksouri M. & lassoued J.** " PFE– Pont à poutres en BA sur Oued Béja" ENIS
- [5]: **Benoauziz, F.E** "le développement du flux de travail bim pour les projets d'infrastructure, cas d'étude d'un échangeur sur l'autoroute en service n 5 rabat-port Tanger Med", école nationale des sciences appliquées
- [6]: **Ghihoub S,** "réhabilitation des ponts en maçonnerie pont sidi rached Constantine" université Larbi ben m'hidi Oum el bouaghi
- [7]: **D.Gildas** Sleeve MONTCHO *Fondations Profondes Dimensionnement et conception d'un programme de calcul * école supérieure polytechnique.
- [8]: **Guefaifia L & Benrdjem H*** traitement et renforcement d'un sol fin par différentes techniques d'amélioration : étude expérimentale et numérique*
- [9]: **khalif N** Techniques de Renforcement des Sols : Amélioration pour des Fondations Stables
- [10]: **Muarzidini M** Renforcement des sols par colonnes ballastées Ecole Nationale Polytechnique. Département : Génie Civil
- [11]: **Zeltni A** Comportement d'un pieu dans différents types de sols université badji Mokhtar – Annaba
- [12]: **Aslafi A, & Bouslahi A** Renforcement et amélioration des sols par colonnes ballastées université Ahmed draia – Adrar
- [13]: **Boubegtiten F & Rimini M** Renforcement du sol par des colonnes ballastées et conception sur pieux pour la réalisation de bâtiments d'habitation R+10 université de bijaya
- [14]: **Bouhouche F & Djeriou M** Etude d'un pont bipoutre à Mila école nationale polytechnique département : génie civil

- [15]: **Hasseni N** Etude des fondations sur pieux d'un projet des silos en béton arme, ahmer el Ain, Tipaza université de Blida 1
- [16]: **Djebrou B.** (2007) Mémoire magister sous-titre traitement de sol par colonne ballastée université de Blida.
- [17]: Amélioration et renforcement de sol www.Keller-algerie.com.
- [18]: M. Slim KERKAR. Renforcement des sols par colonnes ballastées contribution a la synthese des observations experimentales - Université Blida 1 (ex. Saad Dahleb)
- [19]: P. LIAUSU, C. PLUMELLE - Amélioration et renforcement des sols - Traitement avec inclusions
- [20]: **Soyez, B.** (1985). *Etude des colonnes ballastées et de leur comportement dans les sols compressibles*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées
- [21]: yvan , B jeudi 11 mai 2017
- [22]: **Briançon L., Liausu P., Plumelle C., Simon B.,** *AM-SOL, tome 2 : Amélioration et renforcement des sols*, Éditions Le Moniteur, 2018.
- [23]: **Plumelle, C., & Briançon, L.** (2018). *Amélioration et renforcement des sols – Tome 2 : Techniques et méthodes*.
- [24]: **Hughes, J.M.O. & Withers, N.J.** (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering*, 7(3), 42-49.
- [25]: **Berezina, A., Garnier, J.** (2010). *Mécanique des sols – Application au dimensionnement des fondations*. Éditions Eyrolles.