

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



*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

*Option : Géotechnique*

*Thème*

***Modélisation numérique du comportement d'un  
remblai autoroutier, supporté par des pieux, sur  
sols compressibles***

*Réalisé par : Mlle NATECHE Chahinez*

**Devant le jury composé de :**

<b>Mr GHOUILEM Kamal</b>	<i>Maitre de conférences A à l'UMMTO</i>	<b>Président</b>
<b>Mme BAIDI Fawzia</b>	<i>Maitre assistante A à l'UMMTO</i>	<b>Examinatrice</b>
<b>Mme LOUADJ Samia</b>	<i>Maitre de conférences A à l'UMMTO</i>	<b>Encadreur</b>

**2020/2021**

# REMERCEMENTS

*En premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*Je voudrais adresser toute ma reconnaissance à mon encadreur Mme **LOUADJ Samia**, pour sa disponibilité, sa patience et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion. J'ai particulièrement apprécié la qualité de son encadrement exceptionnel. Ses compliments comme ses remarques ont permis d'améliorer la qualité de mon travail. Je tiens à faire part de ma très grande satisfaction, je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.*

*Je désire aussi remercier toute l'équipe géotechnique et dynamique des sols du Laboratoire **LGEA**, ainsi que Mme **DJERBAL** pour leurs précieuses aides.*

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

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

# DEDICACES

*Je dédie ce travail*

*A ma raison de vivre et ma source d'inspiration, mes chers parents, eux qui m'ont doté d'une éducation digne et fait de moi la personne que je suis aujourd'hui.*

*Mon cher père, tous les mots ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance pour ton dévouement et tes sacrifices.*

*Ma chère mère, mon support dans ma vie qui m'a appris et dirigé vers la réussite.*

*Je dédie ce travail à la prunelle de mes yeux,*

*Mon cher frère Mastein qui n'a jamais cessé de m'encourager et soutenir tout au long de mes études.*

*Ainsi que mon adorable petite sœur Anies, qui sait toujours comment procuré la joie et le bonheur pour toute la famille.*

*A mes grands-mères, mon grand-père, mes oncles et mes tantes que dieu leur accorde longue vie.*

*A tous les cousins et les amis, merci pour leur amour et encouragements.*

*A la mémoire de mon grand-père Yefsah Youcef et de mon cousin Nateche Wassim.*

*J'aurais souhaité votre présence en ce moment de joie, vous avez toutes mes pensées. Vous êtes toujours présent dans mon esprit et mon cœur. Que vos âmes reposent en paix.*

# SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES .....	i
LISTE DES TABLEAUX .....	iii
Liste des symboles .....	iv
Liste des abréviations .....	v
Introduction générale .....	1

## partie 1:

### Revue bibliographique

#### Chapitre 1:

#### Problèmes Spécifiques aux Remblais sur Sols Compressibles et leurs Conséquences pour les Projets

I.1. Introduction .....	3
I.2. Les sols compressibles .....	3
I.3. Réalisation des projets sur des sols compressibles .....	6
I.4. Les remblais .....	7
I.4.1. Rupture par poinçonnement .....	8
I.4.2. Rupture de type circulaire (glissement rotationnel) .....	8
I.4.3. Problèmes de déformation .....	11
I.4.4. Problème d'écoulement d'eau .....	13
I.5. Réalisation et dimensionnement des remblais .....	14
I.6. Conclusion .....	18

#### Chapitre II:

#### Etude de la stabilité des remblais sur sols compressible et méthodes de renforcement

II.1. Introduction .....	19
II.2. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais sur sols mous .....	19
II.2.1. Méthodes d'équilibre limite .....	19
II.2.2. Méthode des éléments finis .....	23
II.3. Notion du facteur de sécurité .....	23
II.4. Etude des tassements .....	24
II.5. Stabilisation des remblais sur sols compressibles .....	27

II.5.1. Dispositions constructives relatives au remblai .....	27
II.5.1.1. Construction par étapes.....	27
II.5.1.2. Banquettes latérales .....	28
II.5.1.3. Modification de la géométrie du remblai.....	28
II.5.1.4. Remblais allégés .....	28
II.5.1.5. Renforcement par géo synthétique.....	30
II.5.2 Modifications du sol supportant le remblai .....	35
II.5.2.1 Substitution du mauvais sol .....	35
II.5.2.2. Surcharge temporaire.....	35
II.5.2.3. Utilisation des drains verticaux.....	38
II.5.2.4. Utilisation des colonnes ballastées.....	40
II.5.2.5. Utilisation des plots ballastés pilonnés .....	42
II.5.2.6. Technique de pilonnage intensif .....	42
II.5.2.7. Injection solide (compactage statique horizontal) .....	42
II.5.2.8. Utilisation colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet .....	43
II.5.2.9. Utilisation des colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment.....	43
II.5.2.10. Remblais sur inclusions rigides .....	44
II.5.2.11. l'utilisation d'électro-osmose .....	45
II.6. Comparaison de certaines méthodes de renforcement.....	47
II.7 conclusion.....	47

## partie2:

### Modélisation numérique du remblai sur sols compressibles

#### Chapitre III:

##### Présentation du Cas d'étude et Modélisation Numérique

III.1 Introduction .....	48
III.2 Présentation du cas d'étude .....	48
III.3 Choix de code du calcul .....	50
III.4 Procédure d'analyse .....	51
III.5 Modélisation du comportement du remblai sur PLAXIS-2D.....	51
III.6 Analyse du comportement du remblai à court terme (Les sols sont dans les conditions non drainé).....	52
III.6.1 Distribution des pressions interstitielles avant la construction du remblai.....	52
III.6.2 Etat des déplacements après construction du remblai .....	53
III.6.3 Estimation de la stabilité au glissement du remblai.....	55

III.6.4 Les surpressions interstitielles.....	56
Conclusion partielle.....	58
III.7 Analyse du comportement du remblai à long terme (Les sols sont dans les conditions drainés) .....	58
III.7.1 Phases de calcul.....	58
III.7.2 Etat des déplacements après construction du remblai .....	60
III.7.3 Analyse de la stabilité du remblai.....	63
III.7.4 Les surpressions interstitielles.....	64
III.8 Analyse du remblai supporté par des pieux.....	66
III.8.1 Analyse à court terme du comportement du remblai supporté par des pieux.....	67
III.8.1.1 Etat des déplacements après construction du remblai sur pieux.....	67
III.8.1.3 Analyse de la stabilité au glissement du remblai.....	69
III.8.1.4 Les surpressions interstitielles .....	69
I.8.2 Analyse du comportement à long terme du remblai supporté par des pieux.....	71
III.9.2.1 Etats des déplacements .....	71
III.8.2.2 Analyse de stabilité au glissement du remblai.....	73
III.8.2.3 Surpressions interstitielles .....	74
III.9 Récapitulatif des résultats de l'analyse numérique.....	76
III.10 Conclusions .....	78

## Chapitre IV :

### Analyse de la Stabilité du Remblai en Utilisant d'autres Méthodes de Renforcement

IV.1 Introduction.....	79
IV.2 Analyse du remblai sur une nappe géogridle .....	79
IV.2.1 Etat des déplacements .....	80
IV.2.3 Analyse de la stabilité au glissement du remblai .....	82
IV.3 Analyse du remblai sur colonnes ballastées.....	83
IV.3.1 Etat des déplacements après construction du remblai .....	84
IV.3.3 Analyse de stabilité au glissement du remblai sur collonnes ballastées .....	87
IV.4 Analyse du remblai sur ciment column.....	87
IV.4.1 Etat des déplacements .....	88
IV.4.3 Analyse de stabilité du remblai au glissement .....	91
IV.5 Comparaison des résultats obtenus avec toutes les méthodes de renforcement adoptées .....	92
IV.6 Conclusion.....	94
Conclusion générale .....	96

Référence bibliographiques .....	98
----------------------------------	----

# LISTE DES FIGURES

<b>Figure I.1</b> : Image montrant les sols en tourbe _____	4
<b>Figure I.2</b> : Image montrant les vases _____	4
<b>Figure I.3</b> : Image montrant un sol argileux _____	5
<b>Figure I.4</b> : Image montrant un sol limoneux _____	5
<b>Figure I.5</b> : Schéma représentant une rupture de remblai par poinçonnement _____	8
<b>Figure I.6</b> : Exemple de rupture par poinçonnements du remblai sur sol compressible _____	8
<b>Figure I.7</b> : Schéma représentant une rupture de remblai par glissement rotationnel (philipponat et Hubert 1998) _____	9
<b>Figure I.8</b> : Exemple de rupture rotationnel sans fissuration _____	9
<b>Figure I.9</b> : Rupture rotationnel avec fissuration _____	10
<b>Figure I.10</b> : Coupe montrant la rupture le long du glissement rotationnel affectant le remblai et le substratum (Ahmed Slimi et Jean-pierre Larue,2010)_____	11
<b>Figure I.11</b> : Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation (Pilot, Chaput,Queyroi, 1988) _____	12
<b>Figure I.12</b> : Schéma du frottement négatif des pieux _____	12
<b>Figure I.13</b> : Schéma représentant les différentes parties d'un remblai (Alin Bienaime, 2020) _____	15
<b>Figure I.14</b> : Image représentant pente avec risberme (Reiffsteck ph,2017) _____	17
<b>Figure I.15</b> : La construction par couches du remblai _____	18
<b>Figure II.1</b> : Schéma représentant une coupe de tranche de la masse du talus (Masekanya, 2008).....	20
<b>Figure II.2</b> : Représentation d'une tranche de la méthode Fellenius .....	22
<b>Figure II. 3</b> : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche (M'zoughem et Chenafa, 2006) .....	22
<b>Figure II.4</b> : Courbe de compressibilité (Paute, j.-L.,1973).....	26
<b>Figure II.5</b> : Construction des remblais par étapes (Guide technique d'étude et réalisation des remblais sur sols compressibles ,2000).....	27
<b>Figure II. 6</b> : Schéma représentatif d'une banquette latérale (Guide technique d'étude et réalisation des remblais sur sols compressibles, 2000).....	28
<b>Figure II. 7</b> : Béton mousse .....	30
<b>Figure II.8</b> : Fonction de séparation (Dupont Typar Géosynthétiques).....	30
<b>Figure II.9</b> : Renforcement par géotextiles .....	31
<b>Figure II.10</b> : Renforcement des remblais autoroutier par géogrilles .....	31
<b>Figure II.11</b> : Zones typique de la fondation molle (Borge et al. 2001).....	33
<b>Figure II.12</b> : Profil du remblai étudié par Liu et al.2008.....	34
<b>Figure II.13</b> : Tassement à la base du remblai (Liu et al.2008).....	34
<b>Figure II. 14</b> : Déplacement horizontal sous le pied du remblai (Liu et al.2008).....	34
<b>Figure II.15</b> : Principe du pré-chargement pour le control des tassements (Natacha Sertier, 2006).....	36
<b>Figure II.16</b> : Technique de pré-chargement par remblai (Natacha Sertier, 2006).....	36
<b>Figure II.17</b> : Technique de pré-chargement par réservoir (Natache Sertier, 2006).....	37
<b>Figure II.18</b> : Schéma représentant la consolidation atmosphérique (Natacha Sertier, 2006) .....	38
<b>Figure II.19</b> : Mise en place d'un réseau drainant.....	39
<b>Figure II.20</b> : Technique de mise en œuvre des colonnes ballastées (Ammar Dhouib et francis Blondeau, 2005) .....	41
<b>Figure II.21</b> : Technique de mise en œuvre des plots ballastés pilonnés .....	42
<b>Figure II.22</b> : Injection solide .....	43
<b>Figure II.23</b> : Schéma représentatif des inclusions rigides.....	44
<b>Figure II.24</b> : Technique de mise en œuvre d'inclusions rigides .....	45

<b>Figure II.25</b> : Schéma représentatif de la technique de confortement électro-osmose ( <i>Guide technique d'étude et réalisation des remblais sur sols compressibles, 2000</i> ).....	45
<b>Figure II.26</b> : Comparaison de certaines techniques de renforcement ( <i>Springmann et al, 2012</i> ).....	47
<b>Figure III.1</b> : Section transversal du remblai sur sols de fondation .....	49
<b>Figure III.2</b> : Modèle numérique adopté (maillage et conditions aux limites) .....	52
<b>Figure III.3</b> : Distribution initiale des pressions interstitielles dans les sols de fondation.....	53
<b>Figure III.4</b> : Déplacement vertical en fin de construction du remblai .....	53
<b>Figure III.5</b> : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic .....	54
<b>Figure III.6</b> : Déplacement horizontal en fin de construction du remblai .....	54
<b>Figure III.7</b> : Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic .....	55
<b>Figure III.8</b> : Allure de la rupture du sol: (a) Fin de la construction du remblai, (b) Après application de la surcharge due au trafic .....	56
<b>Figure III.9</b> : Facteur de sécurité .....	56
<b>Figure III.10</b> : Evolution des surpressions interstitielles (a) en fin de construction.....	57
<b>Figure III.11</b> : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps.....	58
<b>Figure III.12</b> : Déplacement vertical en fin de construction du remblai .....	60
<b>Figure III.13</b> : Déplacement vertical en fin de la consolidation.....	61
<b>Figure III.14</b> : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic .....	61
<b>Figure III.15</b> : Déplacement horizontal en fin de construction du remblai .....	62
<b>Figure III.16</b> : Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic.....	62
<b>Figure III.17</b> : Déplacement horizontal fin de consolidation.....	62
<b>Figure III.18</b> : Allure de rupture du sol après la construction du remblai .....	64
<b>Figure III.19</b> : Facteur de sécurité .....	64
<b>Figure III.20</b> : Evolution des surpressions interstitielles (a) en fin de construction du remblai, (b) en fin de consolidation, (c) après application de la surcharge due au trafic .....	65
<b>Figure III.21</b> : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps.....	66
<b>Figure III.22</b> : Modèle numérique du remblai sur pieux .....	67
<b>Figure III.23</b> : Déplacement vertical en fin de construction du remblai .....	67
<b>Figure III.24</b> : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic .....	68
<b>Figure III.25</b> : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic .....	68
<b>Figure III.26</b> : Déplacement horizontal en fin de construction du remblai .....	68
<b>Figure IV.1</b> : Géométrie du problème renforcé avec géogrid .....	79
<b>Figure IV.2</b> : Déplacement vertical en fin de construction du remblai .....	80
<b>Figure IV.3</b> : Déplacement vertical en fin de consolidation .....	81
<b>Figure IV.4</b> : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic .....	81
<b>Figure IV.5</b> : Déplacement horizontal en fin de construction .....	81
<b>Figure IV.6</b> : Déplacement horizontal en fin de consolidation .....	82
<b>Figure IV.7</b> : Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic .....	82
<b>Figure IV.8</b> : Facteur de sécurité .....	83
<b>Figure IV.9</b> : Modèle numérique du remblai renforcé avec colonnes ballastées .....	83
<b>Figure IV.10</b> : Déplacement vertical en fin de construction du remblai .....	85
<b>Figure IV.11</b> : Déplacement vertical en fin de consolidation .....	85
<b>Figure IV.12</b> : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic .....	85
<b>Figure IV.13</b> : Déplacement horizontal en fin de construction du remblai .....	86
<b>Figure IV.14</b> : Déplacement horizontal en fin de consolidation .....	86
<b>Figure IV.15</b> : Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic .....	86
<b>Figure IV.16</b> : Facteur de sécurité .....	87
<b>Figure IV.17</b> : Géométrie du problème renforcé avec ciment column .....	88
<b>Figure IV.18</b> : Déplacement vertical en fin de construction du remblai .....	89
<b>Figure IV.19</b> : Déplacement vertical en fin de consolidation .....	89

<i>Figure IV. 20 : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic</i>	90
<i>Figure IV. 21 : Déplacement horizontal en fin de construction</i>	90
<i>Figure IV. 22 : Déplacement horizontal en fin de consolidation</i>	90
<i>Figure IV. 23 : Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic</i>	91
<i>Figure IV. 24 : Facteur de sécurité</i>	91
<i>Figure IV. 25 : Tassements obtenus avec les différentes méthodes de renforcement en fonction du temps</i>	92

## LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau I. 1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur</i>	16
<i>Tableau II. 1 : Méthodes d'analyse de la stabilité des talus (Masekanya,2008)</i>	21
<i>Tableau II. 2 : Différentes définition d'un facteur de sécurité</i>	23
<i>Tableau II. 3 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité</i>	24
<i>Tableau II. 4 : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification du remblai d'après Magnan (1994)</i>	46
<i>Tableau III. 1 : Propriétés pour les matériaux des sols de fondation</i>	50
<i>Tableau III. 2 : Propriétés pour les matériaux des remblais</i>	50
<i>Tableau III. 3 : Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse numérique à court terme</i>	76
<i>Tableau III. 4 : Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse numérique à long terme</i>	77
<i>Tableau IV. 1 : Propriétés des matériaux utilisés pour les colonnes ballastées</i>	84
<i>Tableau IV. 2 : Propriétés des matériaux des ciments column</i>	88
<i>Tableau IV. 3 : Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse numérique du remblai à long terme</i>	93

# Liste des symboles

## Symboles latin

$h$  : hauteur de remblai

$b$  : largeur de la base du remblai

$H_1$  : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol.

$H_2$  : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation.

$C^{(0)}$  : la cohésion initiale du sol support avant la construction du remblai.

$R_t$  : hauteur totale du remblai à construire.

$H_r$  : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé  
Pour la surcharge.

$T$  : pourcentage de tassement prévu.

$W$  : Poids des terres

$T$  : Effort tangentiel

$N$  : Effort normal

$X$  : composantes verticale des forces inter-tranches.

$E$  : composantes verticale horizontale des forces inter-tranches.

$R$  : Rayon de cercle de rupture

$O$  : Origine de cercle de rupture

$l$  : longueur du plan de glissement de la tranche.

$X$  : bras de levier du poids des terres.

$\alpha$  : Angle d'inclinaison

$S$  : Tassement total

$S_t$  : Tassement à l'instant  $t$

$S_i$  : Tassement instantané

$S_c$  : Tassement de consolidation

$S_{fl}$  : Tassement de fluage

$S_{lat}$  : Tassement dû aux déplacements latéraux

$S_{oed}$  : Tassement œdométrique  
 $C_{ref}$  : Cohésion  
 $C_u$  : Cohésion non drainée  
 $F_s$  : Coefficient de sécurité  
 $G$  : Module de cisaillement  
 $K$  : module de compressibilité  
 $E$  : Module de Young  
 $e_{init}$  : Indice des vides initiale  
 $C_c$  : Indice de compressibilité  
 $U_y$  : Déplacement vertical.  
 $U_x$  : Déplacement horizontal  
 $p_{excess}$  : surpressions interstitielles  
 $F$  : Coefficient de sécurité  
 $\Sigma Msf$  : coefficient total de sécurité (facteur de sécurité)

## **Symboles Grecs**

$\gamma_{unsat}$  : Poids volumique non saturé  
 $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé  
 $\varphi$  : Angle de frottement interne  
 $\phi$  : diamètre  
 $\sigma$  : Contrainte normale  
 $\nu$  : Coefficient de poisson  
 $\Psi$  : Angle de dilatance

## **Liste des abréviations**

**G.T.R** : Guide de terrassement routier .  
**P.T.C** : Plateforme de transfert de charges.  
**P.V.D** : Prefabricated vertical drains.  
**TXDOT** : Departement de transport du texas.  
**E.N.P.C** : Ecole national des ponts et des chaussées.  
**L.P.C** : Laboratoire des ponts et chaussée  
**S.E.T.R.A** : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

# Introduction générale

Le développement économique et sociologique de ces dernières décennies nous ont menés à une occupation croissante des sols ce qui induit une raréfaction des sols de bonne qualité nécessaire à la réalisation de multiples projets de construction. Par conséquent, le développement des réseaux routiers et autoroutiers implique parfois le passage par des sols compressibles de mauvaise qualité. Compte tenu de leurs propriétés mécaniques, en tant que sol de fondation, ces sols se caractérisent par une faible résistance au cisaillement à court terme (cohésion non drainé  $c_u$ ) qui augmente lors de la consolidation du sol et se caractérisent aussi par une importante compressibilité entraînant des tassements de grande ampleur à l'application d'une charge sur ces sols.

Lors de la construction d'un remblai sur ces sols mous, certains problèmes peuvent survenir tels que des problèmes de stabilité à une certaine hauteur du remblai et des problèmes de tassements causés par la charge appliquée par le remblai. Les remblais construits sur ces sols ont une tendance à s'étendre latéralement à cause des pressions horizontales des terres agissant dans les remblais. Ces pressions des terres causent des contraintes de cisaillement à la base du remblai qui doivent être reprises par le sol de fondation. Si le sol de fondation n'a pas la résistance adéquate au cisaillement, des ruptures peuvent survenir (Borges et Cardoso, 2002).

A cet effet, il est nécessaire d'assurer un bon comportement du remblai vis-à-vis de la stabilité et de tassement excessif, afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité de ces ouvrages. Le choix d'une solution de construction est donc fondamental. Plusieurs techniques de renforcement peuvent être mise en œuvre telles que les pieux, les colonnes ballastées les géosynthétiques. Le renforcement par inclusions rigides constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargement, la mise en place de drains verticaux, le remplacement du sol en place, etc. Cependant le choix de la technique doit être fait, d'une part, à partir de considérations économiques, d'autre part, à partir des éléments techniques arrivant en conclusion des études de stabilité et de tassement.

Le travail qui fait l'objet de ce mémoire, consiste en l'étude du comportement d'un remblai autoroutier sur sols compressibles. Principalement, le remblai est conçu sur pieux en guise de renforcement. La vérification de la stabilité est effectuée à court et long termes.

Ce travail est composé de deux parties. La première partie est consacrée à l'étude bibliographique et la deuxième partie va concerner la modélisation numérique du problème posé.

Le mémoire est organisé comme suit :

Le premier chapitre est consacré à présenter des généralités sur sols compressible ainsi que les problèmes spécifiques aux remblais sur sols compressibles et leurs conséquences pour les projets.

Le deuxième chapitre présente les méthodes d'analyse de la stabilité des remblais sur sols mous et méthodes de renforcements.

Le troisième chapitre présente l'étude à court et à long terme du remblai autoroutier fondé sur pieux en utilisant le code de calcul Plaxis-2D version 2020.

Le quatrième chapitre consiste à investiguer le comportement du remblai en adoptant d'autres méthodes de renforcement. Trois techniques différentes de renforcement ont été proposées à savoir une nappe géo-grille, disposée à la base du remblai, des colonnes ballastées et des ciment column. Une comparaison des résultats obtenus de ces techniques sera réalisée.

Une conclusion générale sera proposée pour synthétiser l'essentiel des résultats obtenus

Partie 1 :

Revue Bibliographique

## Chapitre I :

# Problèmes Spécifiques aux Remblais sur Sols Compressibles et leurs Conséquences pour les Projets

### **I.1. Introduction**

Pendant longtemps, on s'intéressait seulement aux sols stables afin de servir de sol porteur pour les fondations des ouvrages en génie civil. De nos jours grâce au développement des techniques de construction et des techniques de confortement, il est possible de réaliser des projets sur des sols à faibles caractéristiques comme les sols compressibles.

La réalisation d'un remblai sur sols compressibles pose souvent des problèmes. Ces derniers sont causés non seulement par la faible résistance des sols en assise mais aussi par la densité élevée des matériaux des remblais qui génère des charges importantes atteignant ces sols de faible portance entraînant ainsi des contraintes qui peuvent compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes. Il est donc fondamental de savoir à quels problèmes l'ingénieur sera potentiellement confronté afin de bien mener son étude du projet, et ainsi éviter les conséquences que pourraient avoir ces problèmes sur le projet.

Ce chapitre est consacré à la présentation des sols compressibles et des problèmes posés par la construction des remblais sur ce type de sols.

### **I.2. Les sols compressibles**

Ces sols se caractérisent par une nature souvent argileuse comportant des fibres de matière organique importante et une teneur en eau élevée qui dépasse 100% (en général ces sols sont saturés) ce qui induit à une faible résistance au cisaillement ainsi qu'une forte compressibilité qui se traduit par des tassements. Ils présentent la particularité de se déformer lorsqu'ils sont soumis à des charges (fondation, remblai, digue, mur de soutènement...), la phase liquide de ces sols joue un rôle capital étant donné qu'elle est responsable en grande partie du caractère différé de ces déformations qu'ils subissent (Khemissa M., Magnan J.P., 1993)

Tous les sols peuvent être compressibles mais l'amplitude et la vitesse du tassement varient suivant le type de sol.

Selon la définition de Brand et Bemmer (1981), un sol mou est une combinaison minérale d'aluminium hydrique, de silicates, de quartz, de feldspaths, de carbonate, d'oxydes, et matériaux organiques ; où ce sol a une résistance au cisaillement inférieur à 25 kpa. (Juhaizad, 2010).

Le comportement de compressibilité varie sur une large gamme, selon le type de sol et leur origine, il dépend essentiellement de la densité du sol et de sa teneur en eau. Parmi les matériaux à risque, les plus répandus sont :

**a. Les tourbes (sols très organiques)**

Ces sols sont formés à base de matière organique morte essentiellement les végétaux (figure I.1). Ils présentent une très forte plasticité et compressibilité qui la rend inexploitable pour le support des charges importantes à long terme.



**Figure I.1** : Image montrant les sols en tourbe

**b. Les vases (sols peu organiques)**

Ces sols sont composés des dépôts de boue, de terre et de particules organiques en décomposition (figure I.2). Ces sols sont généralement de qualité médiocre, hétérogènes et peu compacts ne peuvent donc pas servir de sols pour fondation.



**Figure I.2** : Image montrant les vases

### c. Les argiles molles

Les argiles sont des sols fins dont la taille des grains reste inférieure à 5  $\mu\text{m}$  (Figure I.3). Ces sols présentent une cohésion. Leur structure minéralogique « en feuillets », à la surface permet aux molécules d'eau d'être adsorbées. Cette eau assure les liaisons entre les grains et permet les modifications de structure du sol lors des variations de teneur en eau. Par conséquent, la quantité d'eau dans les vides d'un sol argileux joue un rôle important vis à vis de la variation de volume et de la résistance mécanique du sol.

Terzaghi et Peck (1996) ont établi que la consistance d'une argile peut être décrite par sa résistance au cisaillement ( $C_u$ ). Ils ont considéré l'argile comme très molle si sa résistance au cisaillement non drainé est inférieure à 25 kpa, et comme molle quand la résistance est entre 25 kpa et 50 kpa.

Selon le département des transports du Texas (TxDOT) l'argile est considérée comme molle quand le nombre de coup de cône pénétromètre du Texas est inférieur ou égal à 20 coups pour 300 mm de pénétration ( $NTCP \leq 20$ ). (Vipulanandan, 2009).



**Figure I.3 :** Image montrant un sol argileux

### d. Les limons argileux

Ce sont des sols de tailles intermédiaires entre les argiles et le sable, d'une teneur en argile variable (Figure I.4). Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre de ce fait est donc à éviter pour les fondations.



**Figure I.4 :** Image montrant un sol limoneux

e. **Les sols de sebkha**

Ces sols sont caractérisés par la présence des sels diagénétiques<sup>1</sup>, de composition et de textures différentes, à différentes profondeurs. Ils se caractérisent aussi par une variation potentielle de la compressibilité des sédiments qui mènera aux tassements différentiels excessifs. Ceci est attribué au fait que les dépôts de sebkha, en général, sont connus pour varier de conditions lâches ou très lâches aux conditions denses avec une distance relativement courte de cinq à dix mètres. En séquence, la sebkha possède un potentiel élevé d'effondrement principalement en raison de la dissolution du chlorure de sodium, de la lixiviation des ions de calcium et de l'ajustement des grains de sol.

Les sebkhas sont des sédiments salifères qui se produisent dans des climats arides couvrant des zones très larges dans le Moyen-Orient et l'Afrique du Nord. (Alshamrani, al. 1997)

Parmi les sols compressibles on peut aussi nommer les boues de lavage ou de décantation et les remblais récents (dépôts anthropiques).

### **I.3. Réalisation des projets sur des sols compressibles**

Bien que les sols compressibles soient connus pour leurs mauvaises caractéristiques néanmoins, la construction des remblais sur ces sols a connu au cours de ces dernières vingt années un essor dû au développement économique et social, parmi les facteurs responsables de cet essor nous citons :

- La réalisation de grandes infrastructures de transport (lancement d'un vaste programme routier et autoroutier, ouverture de lignes ferroviaires nouvelles à grande vitesse.)
- La création de zones industrielles, notamment au bord de l'eau ; sidérurgie, pétrochimie.
- L'aménagement touristique de littoral.
- La poussée de l'urbanisation, la croissance des villes et le développement des agglomérations.
- La raréfaction des terrains constructibles dans les périmètres urbains.

Lors de la conception des projets sur ces sols, les problèmes sont traités de façon suffisamment approfondie. Cependant des problèmes inattendus peuvent apparaître. C'est notamment le cas du chantier de la pénétrante autoroutière Bejaia-Ahnif (Bouira). Le projet de la pénétrante

---

<sup>1</sup> Sels diagénétiques : roche sédimentaires constituées de sels minéraux, se retrouvant souvent dans des alternances d'argile souvent bariolées ou gypsifère.

autoroutière a été entamé en avril 2013. Néanmoins, il a connu dans sa conduite plusieurs contrariétés et le taux d'avancement global de ce programme a cumulé un retard de près de 6 ans. La plus grande partie qui reste à réaliser est la section s'étalant de Oued Ghir au port de Béjaïa. Le terrain étant inondable et se caractérisant par le phénomène de tassement du sol, cette dernière section a été mise en veilleuse depuis 2018 en attendant de trouver la meilleure variante pour mieux appréhender la nature géologique du site. La variante, qui a été retenue de façon collégiale avec les autres administrations de wilaya concernées par ce projet, propose, pour environ 30 millions de dinars, d'éviter la zone compressible et inondable, La sécurité, la préservation des terrains agricoles de l'oued Soummam, entre autres, ont pesé dans le choix d'une étude qui consiste en la réalisation de 50% de la consistance du projet en ouvrages d'art, des viaducs, pour étendre la route de Oued Ghir vers Béjaïa.

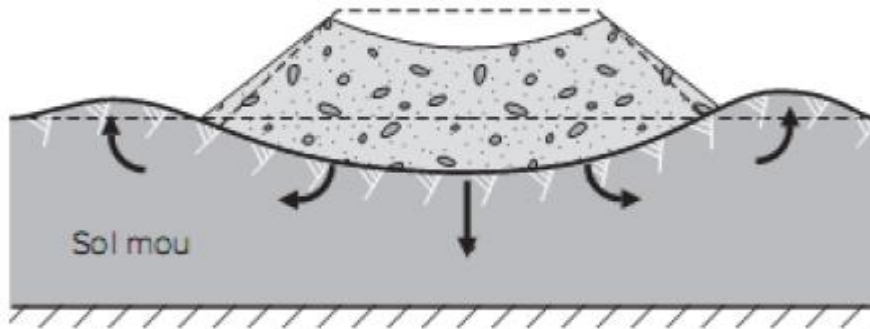
#### **I.4. Les remblais**

Avant la construction d'un ouvrage, il est nécessaire d'effectuer un terrassement. Celui-ci comprend plusieurs étapes dans l'extraction de matériau et la mise en dépôt des terres ou dépôt de remblai (destiné à surélever le profil d'un terrain ou à combler une fouille). Le remblai est donc une technique d'aménagement de terrain. Elle sert à préparer ce dernier avant le début du chantier de construction, le but est de l'aplanir, mais aussi d'apporter une base solide pour dresser une construction. Il existe plusieurs types, parmi eux, les remblais courant qui ont pour fonction de garantir la géométrie du projet conformément aux exigences du projeteur routier et de supporter la structure de chaussée. Aussi les remblais contigus sont une partie intégrante des ouvrages. Ils contribuent à la stabilité de l'ouvrage et assurent la transition entre les structures rigides, souvent en béton, et le déblai ou le remblai courant. La réalisation du remblai se fait par apport de matière, les plus répandus sont : sable, terre, gravier, roche, craie, calcaire, gravats et aussi les déchets inertes. L'utilisation de différents types de matériaux pour un même remblai est très fréquente. Les matériaux sont alors répartis par couches successives et chaque couche doit être compactée.

Dans le cas où ces remblais seraient réalisés sur des sols compressibles, des risques sont envisageables. La stabilité peut être rompue de deux façons : d'après Rossi et al. (2007), les ruptures observées dans ces remblais fondés sur sols compressibles prennent deux formes, rupture par poinçonnement et rupture de types circulaire.

### I.4.1. Rupture par poinçonnement

Le poinçonnement du sol compressible sous l'effet des charges apportées par le remblai se produit par affaissement généralisé du remblai et une pénétration de ce dernier dans le support. L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre en raison de la réaction par soulèvement des terres (figure I.5 et I.6).



**Figure I.5 :** Schéma représentant une rupture de remblai par poinçonnement

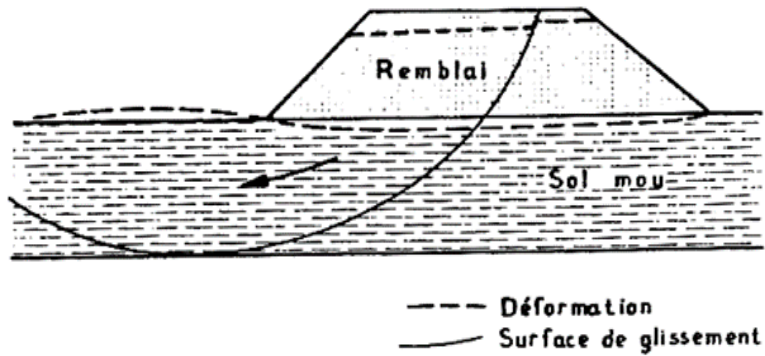


**Figure I.6 :** Exemple de rupture par poinçonnements du remblai sur sol compressible

### I.4.2. Rupture de type circulaire (glissement rotationnel)

Le glissement circulaire est le type de rupture le plus courant dans le domaine routier. Il se définit par une surface de rupture de forme circulaire et se caractérise par un enfoncement localisé et partiel du remblai en raison du déplacement d'une partie du remblai et du sol support le long de la surface de rupture (figure I.7).

Lorsque la croûte est épaisse est nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas (figure I.8).



**Figure I.7 :** Schéma représentant une rupture de remblai par glissement rotationnel (philipponnat et Hubert 1998)



**Figure I.8 :** Exemple de rupture rotationnel sans fissuration

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement (figure I.9).

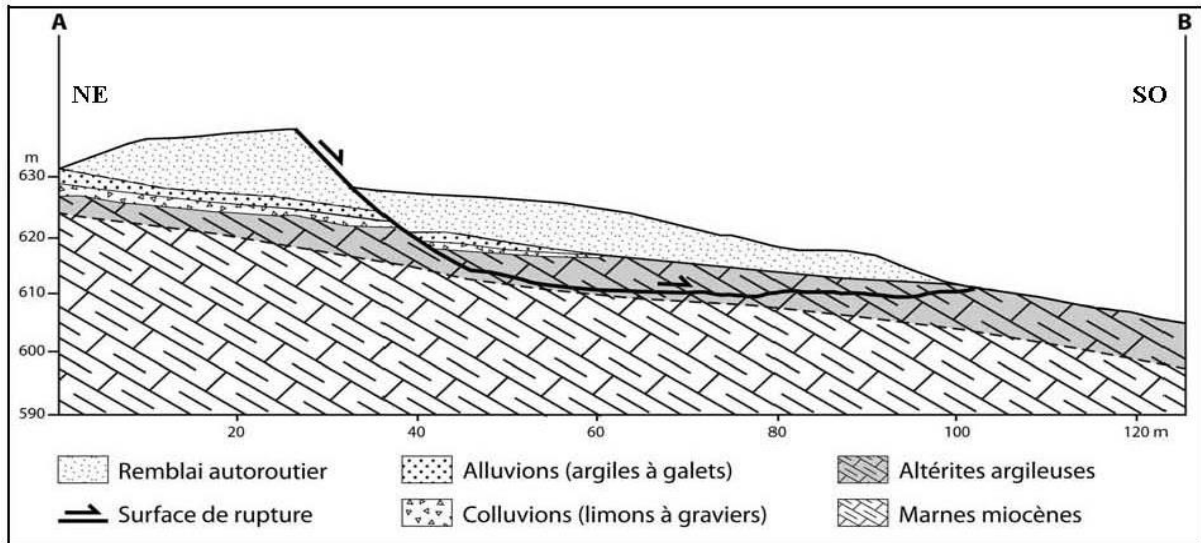


**Figure I.9 :** Rupture rotationnel avec fissuration

La stabilité d'un remblai sur sol mou est plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al. 1999).

Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire (Mestat et al. 1999).

Dans ce contexte, nous citons le glissement qui s'est produit le 22 novembre 2002 à 110 km à l'est d'Alger et 6 km à l'ouest de Bouira créant l'endommagement du remblai de l'autoroute de contournement de la ville de Bouira, au point d'obliger une modification du tracé autoroutier jusqu'en 2009. Lors des travaux de terrassement du déblai durant l'été 2000 et après la réalisation du remblai, des signes d'instabilités se sont manifestés, des fissures sont apparues sur la plateforme du remblai en amont, sur le talus versant naturel. Trois systèmes de fissures sont distingués (Fig. I-10). Le premier est formé de fissures disposées en arcs de cercle et correspondant à des corps de glissement circulaires. Le second, produit par le cisaillement, montre des fissures longitudinales perpendiculaires au talus et au tracé de l'autoroute. Le troisième présente des fissures en forme de polygones qui se développent en surface dans les argiles desséchées (Ahmed Slimi et Jean-Pierre Larue, 2010).



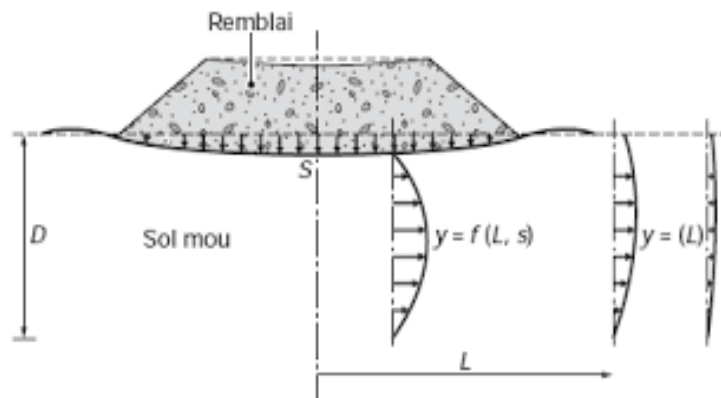
**Figure I.10 :** Coupe montrant la rupture le long du glissement rotationnel affectant le remblai et le substratum (Ahmed Slimi et Jean-pierre Larue,2010)

D'autres problèmes liés aux sols compressibles existent et se résumant à ce qui suit :

#### **I.4.3. Problèmes de déformation**

Les sols compressibles se déforment sous les remblais à la fois verticalement (tassement) et horizontalement aussi (Fig. I-11). Le tassement se produit de façon minime pendant la construction du remblai, et de façon générale, pendant la phase de consolidation primaire. Le reste pendant la période de compression secondaire ou de fluage. Ce tassement ne se produit pas de façon uniforme à cause de la section trapézoïdale des remblais et de l'hétérogénéité des sols support. Ainsi on distingue :

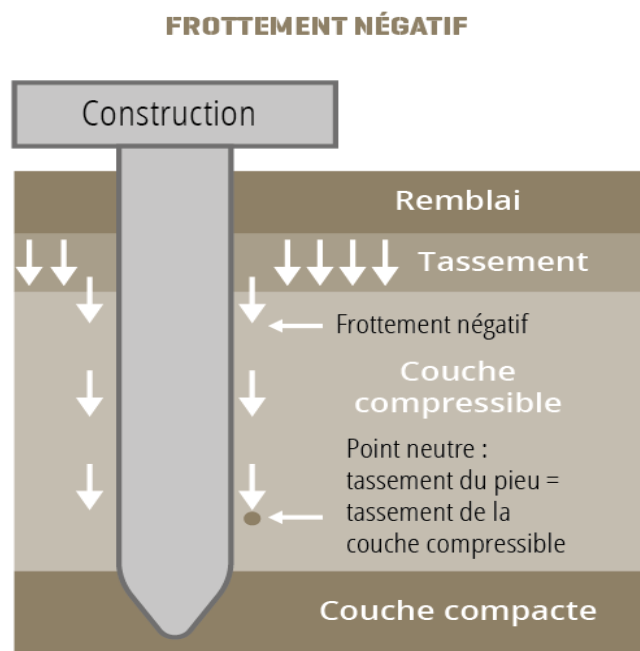
- Un enfoncement vertical au centre du remblai.
- Un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral du sol de fondation sous l'emprise du remblai.
- Un déplacement latéral du sol de fondation hors de l'emprise du remblai, jusqu'à une distance directement liée aux épaisseurs du remblai et du sol compressible.



**Figure I.11** : Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation (Pilot, Chaput, Queyroi, 1988)

Ces déformations horizontales sont moins importantes. Les déplacements de ces sols compressibles sous les remblais représentent en général 15 % de l'amplitude des tassements.

Les mouvements horizontaux des sols compressibles génèrent d'autres problèmes qui sont les effets parasites sur les ouvrages avoisinants. Les tassements sous remblai créent des efforts de frottement négatif sur les pieux (figure I.12). Cela peut ainsi provoquer la rupture par flexion des pieux d'ouvrage d'art ou un déplacement progressif des appuis, comme elle peut aussi occasionner les déversements des culées ou des murs de soutènement.



**Figure I.12** : Schéma du frottement négatif des pieux

#### **I.4.4. Problème d'écoulement d'eau**

La présence des remblais sur les sols compressibles peut perturber l'écoulement de l'eau car la perméabilité de ces sols est réduite lors d'un tassement (consolidation). Ce qui influence l'écoulement d'eau dans la nappe, provoquant un risque d'éroder le pied du remblai d'où la nécessité de le protéger. Il est aussi nécessaire de prévoir des ouvertures à travers les remblais dans le cas où celui-ci serait situé en travers d'une vallée ou en fond de vallée pour laisser passer l'eau afin d'éviter de perturber l'écoulement des cours d'eau en période de crues.

Ces problèmes, s'ils ne sont pas considérés, exposent le projet aux contraintes suivantes :

##### *Faisabilité de l'ouvrage*

En présence de ce sol à mauvaises caractéristiques, la réalisation d'un remblai peut nécessiter des travaux complémentaires comme l'amélioration du sol, le renforcement du remblai, ou une construction en plusieurs phases. Il est nécessaire d'effectuer les études de stabilité pour déterminer la hauteur maximale qu'il est impossible de dépasser sans contrainte particulière pour le projet.

Les techniques de construction prévues dans le projet doivent tenir compte des contraintes propres au site et à l'organisation du chantier, la construction des remblais ne doit pas perturber la stabilité ni les conditions d'exploitation des ouvrages voisins.

##### *Phasage des travaux*

Dans ce type de sol, il est préférable de construire les remblais en premier et d'attendre qu'une partie des déformations du sol se soit produite avant d'entamer la réalisation des fondations des autres ouvrages. Cet ordre de travaux permet la limitation des tassements différentiels à long terme, de contrôler les délais d'achèvement du projet et de limiter les coûts.

##### *Contraintes d'exploitation*

Le dimensionnement de l'ouvrage et le choix des méthodes de construction sont influencés par les exigences du maître d'ouvrage sur le comportement du remblai terminé. Le maître d'ouvrage doit préciser :

-Les contraintes géométriques du projet : ces contraintes doivent tenir compte de l'impossibilité pratique de construire des remblais sur sol compressible sans déformation à long terme.

-Les contraintes environnementales : impact sur l'environnement et notamment sur l'écoulement des eaux souterraines et de surface ; maîtrise de l'érosion pendant les travaux.

### Le temps

La programmation des études et la réalisation des ouvrages sont déterminées par la durée des études, des travaux et de la stabilisation des sols sous les remblais (lorsqu'il s'agit des sols à faible portance). Il convient de prévoir plusieurs mois pour les reconnaissances géotechniques et les études de dimensionnement. En ce qui concerne les travaux, la durée est de quelques mois à quelques années selon leur nature. Après la fin de la construction, plusieurs années de suivi de la stabilité des déformations des sols sont à entrevoir.

### Les coûts

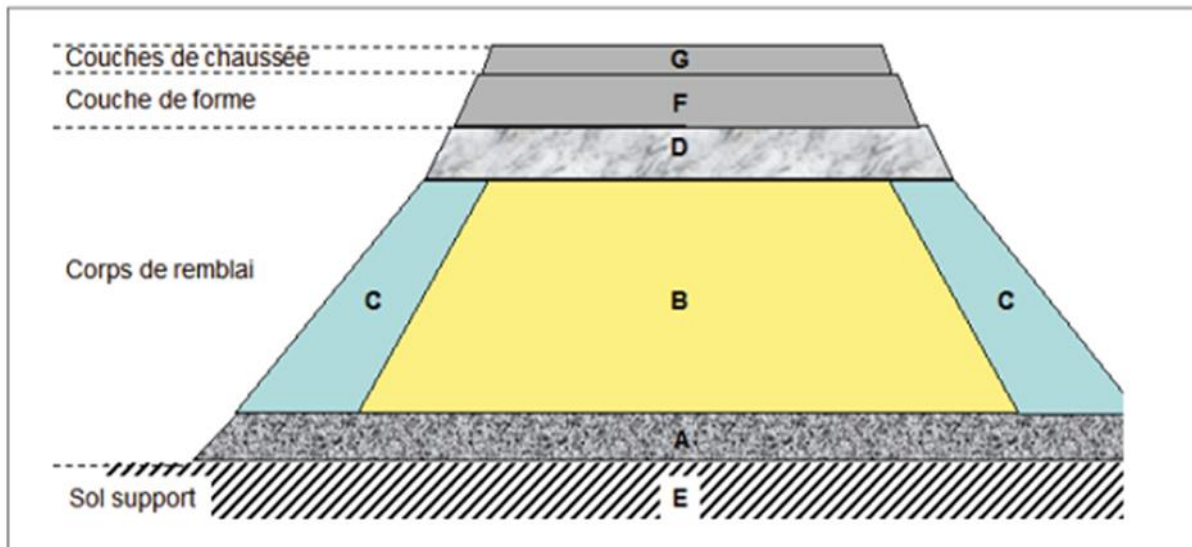
Le coût des remblais sur sols compressibles est défini essentiellement par le niveau de service et la durée de chantier. Il peut y avoir d'importants surcoûts dus aux sols compressibles plafonné par le coût de l'ouvrage d'art qui permettrait de s'affranchir du problème en supprimant la construction du remblai. D'autre part la persistance des déformations après la construction du remblai peut entraîner des contraintes pour l'entretien de l'ouvrage.

## **I.5. Réalisation et dimensionnement des remblais**

La réalisation de cet ouvrage nécessite deux phases principales, la première dans laquelle on définit :

- les matériaux nécessaires pour le projet, choisis selon leurs propriétés physiques et mécaniques.
- Les moyens technologiques existants et les études géotechniques nécessaires.

La deuxième phase, celle de la construction comprend la mise en œuvre du remblai conformément au dossier de conception et selon le dimensionnement approprié. Le dimensionnement du corps du remblai (figure I.13), comporte la définition de la pente du talus, de l'épaisseur des couches de remblai ainsi que la hauteur totale du remblai.



**Figure I.13** : Schéma représentant les différentes parties d'un remblai (Alin Bienaime, 2020)

Le corps du remblai est constitué de plusieurs parties et se résume à ce qui suit :

**A** : La base du remblai, cette partie assure la stabilité de l'ouvrage en terre surtout dans le cas des ouvrages de grande hauteur et contribue à la stabilité de l'ouvrage en cas de remontées d'eau libre ou d'eau capillaire provenant du sol support.

**B** : le noyau du remblai, cette zone est peu sollicitée par les contraintes extérieures (trafic, météo)

**C** : la zone latérale du remblai, cette zone a pour fonction d'assurer la stabilité de la pente du talus et le confinement de certains matériaux, si essentiel la protection du noyau du remblai vis-à-vis des conditions extérieures (météo, gel et dégel, cycles humidification).

**D** : la partie supérieure des terrassements, cette zone d'environ 1 m d'épaisseur entre dans le dimensionnement de l'infrastructure qui surmonte le remblai et assure une fonction mécanique dans le long terme.

- Pente du remblai

afin d'obtenir la stabilité interprétée par la bonne tenue des terres en remblai et des tranchées, il convient de donner aux talus une inclinaison adéquate, cette pente se définit par la tangente de l'angle que fait ce talus avec l'horizontale tel que :

$$\tan i = \frac{h}{b}$$

I.1

**i** : représente l'angle que fait le talus avec l'horizontale, il doit être inférieur à l'angle de frottement interne appelé  $\phi$

**h** : hauteur de remblai

**b** : largeur de la base du remblai

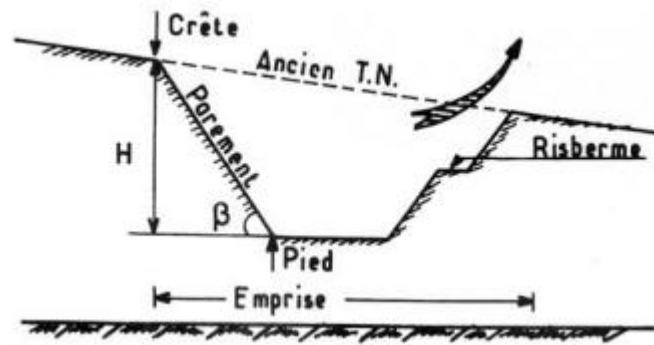
Les pentes de talus peuvent être fixées en fonction de la hauteur du remblai ainsi que de la nature de matériaux conformément aux indications données selon le tableau (I.1) :

**Tableau I. 1** : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5\text{m}$	$5 \leq h \leq 10\text{m}$	$h \geq 10\text{m}$
Sols et matériaux cohérents sensible à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable.	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité.
Matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse.	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité.
Matériaux issus de roche dure non altérée.	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

Une risberme est une plate-forme réalisée au milieu d'un talus de grande hauteur (figure I.14) pour augmenter sa stabilité et faciliter son entretien. Les engins d'entretien des espaces verts, comme les épaveuses, peuvent ainsi évoluer et atteindre des zones du talus inaccessibles à partir de son pied.

Pour les talus de remblais, la réalisation d'une risberme est recommandée pour des remblais de hauteur supérieure à 12 mètres environ, et quasiment obligatoire pour ceux de hauteur supérieure à 15 mètres.



**Figure I 14:** Image représentant pente avec risberme (Reiffsteck ph,2017)

-Épaisseurs des couches de remblai

Sachant que la construction du remblai est possible par étapes sur des hauteurs successives, qui de la sorte permet d'augmenter la résistance du sol avec le niveau des contraintes effectives, cette propriété est exploitée pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue. Le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente. On détermine donc  $H_1$  et  $H_2$  (figure I.15) comme suit :

$$\Delta C_u = \gamma \times H_1 \times C_u \times \tan \varphi \quad \text{I.2}$$

$\gamma$  : poids volumique du remblai.

$C_u$  : la cohésion non drainé qui résulte de la consolidation.

$H_1$  : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol.

La hauteur suivante  $H_2$  est déterminée en utilisant :

$$H_2 = \frac{\pi+2}{\gamma F} \cdot (C^{(0)} + \Delta C_u) \quad \text{I.3}$$

$C^{(0)}$  : la cohésion initiale du sol support avant la construction du remblai.

$H_2$  : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

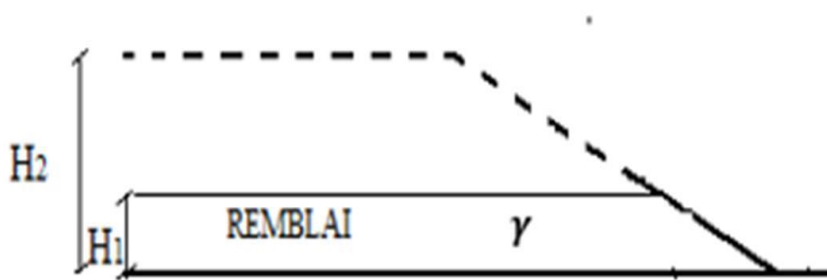


Figure I.15 : La construction par couches du remblai

- Hauteur totale du remblai

Selon le GTR, les remblais sont distingués selon leur hauteur en 3 catégories. Les remblais de grande hauteur qui atteignent les 10 m, les remblais de hauteurs moyennes qui sont compris entre 5 et 10 m et les remblais de faible hauteur limités à 5m.

La hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :

$$Rt = \frac{Hr \times 100}{(100 - T)} \quad \text{I.4}$$

**Rt** : hauteur totale du remblai à construire.

**Hr** : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé  
Pour la surcharge.

**T** : pourcentage de tassement prévu.

## I.6. Conclusion

La réalisation des remblais sert à apporter une base solide afin de pouvoir dresser une construction. Cela se fait en respectant non seulement les propriétés physiques et mécaniques des sols lors du choix des matériaux mais aussi en tenant compte des moyens technologiques existant ainsi que des études géotechnique nécessaire qui nous permettras de définir le sol. Ce dernier est indispensable pour la détermination de l'ordre de grandeur de la pente du remblai.

Le développement économique est social induit la raréfaction des bons sols ce qui pousse à la construction des remblais sur sols compressibles. Cette dernière présente diverses difficultés, parmi elles le problème de stabilité du remblai et les déformations du sol qui ont une influence de grande ampleur sur le projet. Il est donc nécessaire d'étudier ces cas avant la réalisation de ce dernier.

Nous allons citer les méthodes de calcul dans le chapitre suivant.

## Chapitre II:

# Etude de la stabilité des remblais sur sols compressible et méthodes de renforcement.

### II.1. Introduction

Les mouvements de terrain sont des phénomènes qui peuvent être de grande ampleur et provoquer des dégâts considérables. Dans certains cas, ils peuvent causer des pertes de vies humaines. L'étude de la stabilité ainsi que des tassements des sols mous est par conséquent primordial avant la réalisation d'un remblai. De plus, il est aussi nécessaire de compléter ces études de stabilité par des techniques de confortement des remblais.

Dans ce chapitre on s'intéresse à deux volets. Le premier est consacré à la présentation des différentes méthodes de calcul de l'étude de stabilité ainsi que celles des tassements, le deuxième, présente les différentes méthodes de renforcement des remblais sur les sols compressibles.

### II.2. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais sur sols mous

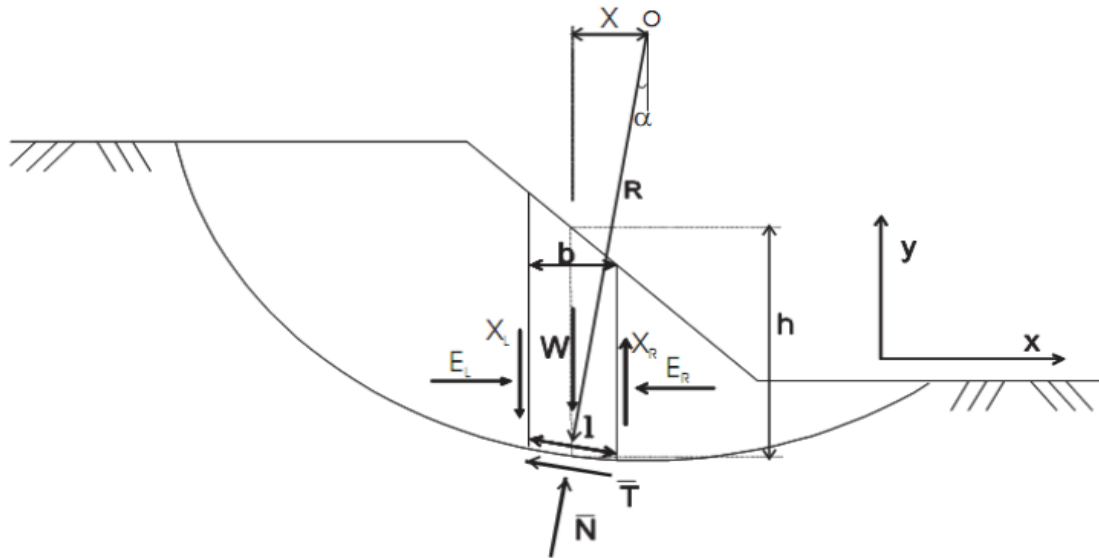
L'étude de la stabilité est destinée à prévenir les glissements. L'analyse se fait par étude des états limites relatifs à la stabilité du terrain et la limitation des déformations du sol. Ces états limites se présentent par une perte d'équilibre global du terrain, un mouvement excessif du terrain, ainsi qu'un endommagement ou mise hors service de la structure ; de la route ou des réseaux voisins à cause des mouvements de terrain. L'analyse s'effectue habituellement à l'aide des méthodes suivantes :

#### II.2.1. Méthodes d'équilibre limite

Ces méthodes sont principalement basées sur l'étude des tranches. Le principe de base est de découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture, en tranches virtuelles. Chaque tranche est soumise à son propre poids, aux surcharges éventuelles ainsi qu'aux forces de contact inter-tranches comme le montre à titre indicatif la (figure II.1) La difficulté de ces méthodes est de trouver à la fois:

- La surface critique.
- Les contraintes normales et tangentiels le long de cette surface.

- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.



**Figure II.1** : Schéma représentant une coupe de tranche de la masse du talus (Masekanya, 2008)

Les forces agissant sur la tranche (figII.1) peuvent être représentées comme suit :

$W$  : poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ .

$N, T$  : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche.

$X, E$  : composantes verticale et horizontale des forces inter-tranches.

$b$  : épaisseur de la tranche ( $b = l \cdot \cos \alpha$ ).

$\alpha$  : angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale.

$R$  : rayon du cercle de rupture de centre  $o$ .

$l$  : longueur du plan de glissement de la tranche.

$X$  : bras de levier du poids des terres.

Il existe de nombreuses méthodes des tranches les plus connues sont figurés dans le tableau (II.1) :

**Tableau II. 1 : Méthodes d'analyse de la stabilité des talus (Masekanya,2008)**

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnues recherchées	Remarques
<b>Fellenius (1927) (Fig II.2)</b>	-La surface de rupture est circulaire. -les efforts inter-tranches sont négligeables. -la force agissante est celle du poids w.	$\sum$ Moments par rapport au centre du cercle de glissement.	Coefficient de sécurité.	Sûre pour les sols homogènes seulement.
<b>Bishop (1954) (Fig II.3)</b>	-La surface de rupture est circulaire. - les efforts verticaux inter tranches sont nul $V_n - V_{n+1}=0$ . -Pas de cisaillement entre tranches.	$\sum$ Moments par rapport au centre du cercle de glissement.  $\sum$ des forces dans le sens vertical.	- Coefficient de sécurité.  - La force normale(N) a la base de la surface de rupture.	-Plus précise que celle de fellenius.  -le calcul se prête bien au traitement par ordinateur.
<b>Janbu (1956)</b>	-Surface de glissement quelconque. -Les forces entre les tranches sont horizontales.	$\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	Coefficient de sécurité	
<b>Morgenstern et Price (1965)</b>	-Les forces inter tranche de cisaillement sont liées aux forces normal par : $T=\lambda f(x)E$ -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments De n'importe qu'elle point sélectionné.  $\sum$ des forces dans le sens vertical.  $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	- Coefficient de sécurité. -La force normale (N) a la base. -le coefficient ( $\lambda$ ) -Les forces inter-tranches horizontales. -emplacement des forces latérales.	-précise.  -Applicable à toutes les géométries et type de sol.
<b>Méthode des perturbations (1974)</b>	surfaces de glissement circulaires ainsi que non circulaires.			Résolution par la méthode itérative (logiciel TALREN)

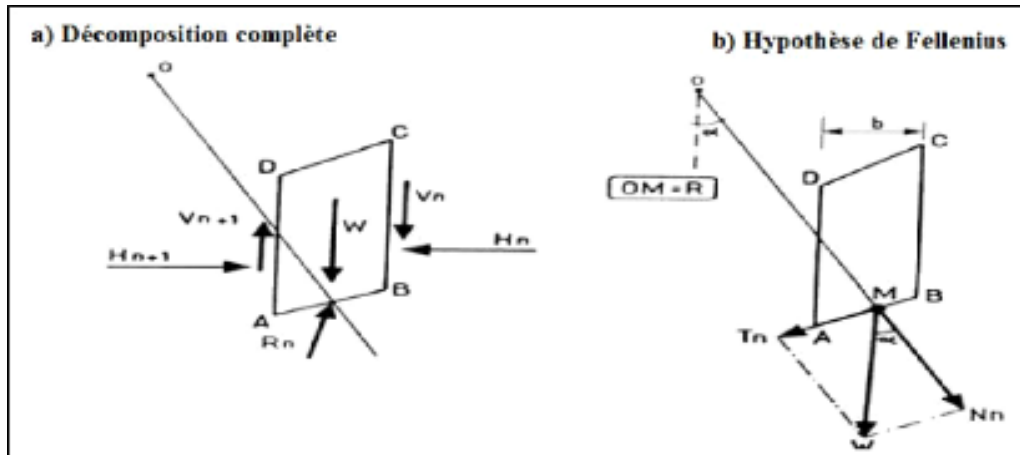


Figure II.2 : Représentation d'une tranche de la méthode Fellenius

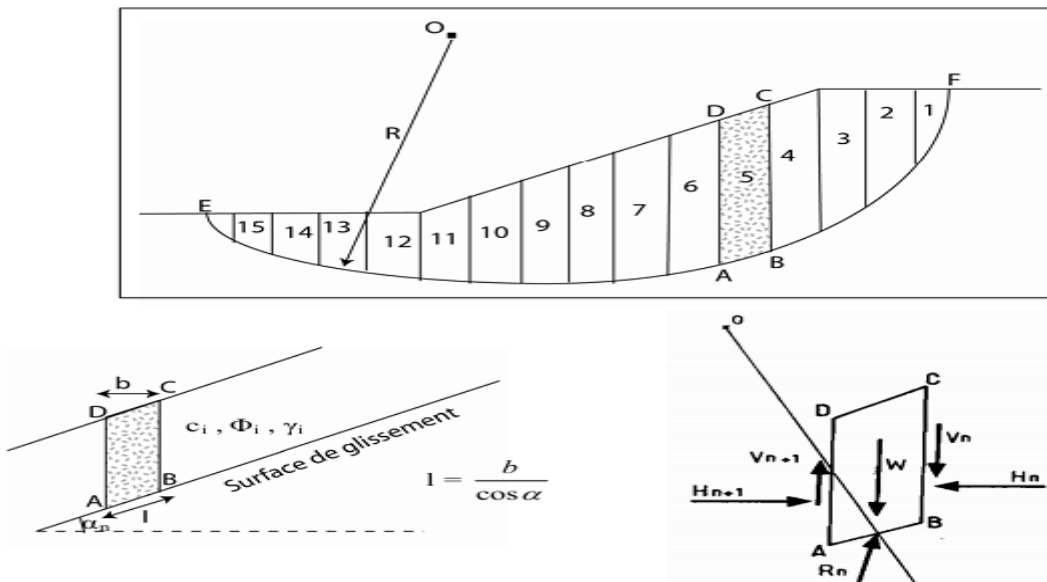


Figure II.3 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche (M'zoughem et Chenafa, 2006)

Il existe d'autres méthodes telles que Taylor (1948), Caquot (1954), Biarez (1955), qui traitent aussi la rupture circulaire. Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite.

### II.2.2. Méthode des éléments finis

Cette méthode, contrairement aux précédentes, ne tient pas compte du facteur de sécurité. Elle discrétise le plan vertical du talus en éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique et a propriétés physiques variables dans l'espace. De ce fait, on évalue les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Pour le calcul, il existe plusieurs logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique tels que Plaxis, Oasys, Cesar et Crisp.

Il existe aussi la méthode des caractéristiques des contraintes, mais cette méthode traite généralement les surfaces planes. Elle est due à Sokolovski(1960) mais n'est pas encore bien développée.

### II.3. Notion du facteur de sécurité

La stabilité des talus est généralement estimée à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité  $F_s$ . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

« Le facteur de sécurité est le facteur par lequel les paramètres de résistance au cisaillement peuvent être réduits afin d'introduire la pente dans un état de rupture ». (Flores,2001)

$$F_s = \frac{\text{résistance au cisaillement de sol}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{II.1})$$

Les différentes définitions du facteur de sécurité sont illustrées dans le tableau (II.2).

**Tableau II. 2 :** Différentes définition d'un facteur de sécurité

N°	Définition	Formule	Commentaire
1	Rapport de contraintes	$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$	Méthode à la rupture
2	Rapport de force	$F_s = \frac{E_{résist}}{E_{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moment	$F_s = M_{trésist} / M_{moteur}$	Rotation
4	Paramètre réduit	$P = \frac{P}{F}$	C.f Eurocodes

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable. En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau (II.3).

**Tableau II. 3 :** Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité

Facteur de sécurité	Etat du talus
< 1	Instable
1	Stabilité limite
[1-1,25]	Sécurité contestable
[1,25-1,4]	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages
>1,4	Sécurité satisfaisante

En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à  $F_s=1,25$  alors que pour Bishop,  $F_s = 1,5$ .

Quelques ruptures observées à des facteurs de sécurité différents ont été rapportées par Bourges, (1997). Ces ruptures concernent :

- Le remblai de PONIC (1963) : construit sur 17m d'argile molle et le calcul préliminaire de stabilité classique en rupture circulaire aurait donné  $F=1.17$ .
- Le remblai de Narbonne (1968) : cette rupture provoquée à titre expérimental dont la couche de sol mou avait une épaisseur de 12m. Le glissement s'est produit le long d'une courbe circulaire.
- Le remblai de Lanester (1969) : cette rupture a été également provoquée à titre expérimental sur un sol de fondation constitué de vase organique. Le coefficient de sécurité à la rupture est trouvé à  $F_s=1.35$ .

#### II.4. Etude des tassements

Bien que les problèmes auxquels les sols de fondations sont exposés lors des tassements, consolidation ou déformations aient en général une influence discrète, cependant celle-ci reste importante pour le comportement, le coût de construction et l'entretien des remblais sur sols compressibles.

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al., 1984)

Dans le cas des sols à grains fins le tassement est fonction du temps. Le tassement globale  $S_t$  peut être décomposé en plusieurs termes lié chacun à un phénomène différent (Robert D.Holtz, Williams D.Kavacs 1991) (Philippe Mestat et Michel Prat, 1999) ( Costet J.et Sanglerat G, 1982) (Leroueil S et al 1985) le tassement total.

$$S_t = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat} \quad (III.2)$$

- Le tassement immédiat ( $S_i$ ) est caractérisé par une compression de l'air contenu dans les vides, en supposant un comportement élastique linéaire isotrope à volume constant ( $\nu = 0,5$ ), selon la méthode de Skempton et Bjerrum (1957).
- La consolidation primaire ( $S_c$ ), se produit par une expulsion de l'eau contenue dans les vides appelées aussi tassement primaire, se déduit du tassement œdométrique «  $S_{oed}$  ».
- La compression secondaire, tassement due au fluage il peut être sans déformation latérale «  $S_{fl}$  » donné par la méthode de Buissman Koppejan(1948).

Fox et Edil (1996) définissent la consolidation secondaire comme un tassement de fluage sous contrainte effective verticale constante et sous déformations latérales nulles (conditions  $K_0$ ).

- Le tassement induit par les déplacements latéraux du sol au cours du temps «  $S_{lat}$  ».

Les principales méthodes qui permettent de calculer ces tassements sont :

- **Méthode pressiométrique**

Le tassement se calcule par l'intégration sur l'épaisseur de la couche compressible du rapport de la surcharge sur un module pris égal à  $E_M/a$ , en prenant en compte le facteur d'influence dû à la diffusion de la charge (Ménard et Rousseau, 1962 ; Frank, 1999).

Nous rappelons que cette approche suppose implicitement que les déformations produites sont essentiellement « volumiques » (déformations latérales négligées d'où des déformations verticales égales aux déformations volumiques).

Les ouvrages concernés sont les fondations ponctuelles ou linéaires.

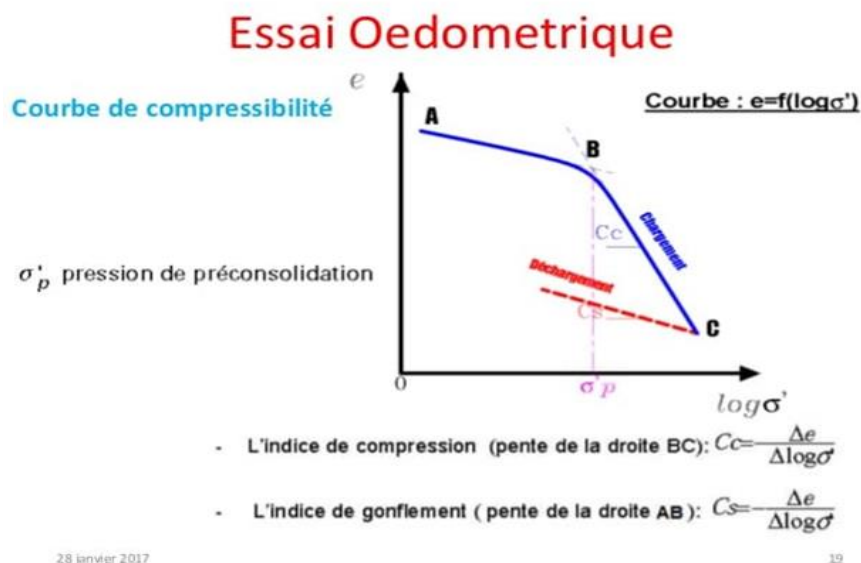
- **Méthode œdométrique**

Les méthodes classiques de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai oedométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions

suivantes: couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988). D'autre part, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation.

Les éventuels cas concerné sont les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante: remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires ... etc.

Grâce à cet essai on obtiendra donc une courbe de compressibilité (figure II.4) qui nous permettra de définir l'indice de gonflement ainsi que l'indice de compressibilité.



**Figure II.4 :** Courbe de compressibilité (Paute, j.-L.,1973)

▪ **Méthode numérique**

Le tassement peut être calculé en utilisant un programme d'éléments finis ou différences finies spécialement conçu pour les problèmes de la géotechnique en général, on peut citer : Plaxis, Flac, Ansys ...etc.

Le modèle de comportement utilisé est du type élastique parfaitement plastique (Mohr Coulomb). (Magnan JP et Mestat P, 1988).

## II.5. Stabilisation des remblais sur sols compressibles

Les réalisations de structures sur des sols compressibles de faible résistance ont existé depuis les années 70, dans le cadre de réseau routier ferroviaire ainsi que dans le cadre industriel qui nécessite de mettre en œuvre des techniques de renforcements de sols compressibles (Jenck, 2005).

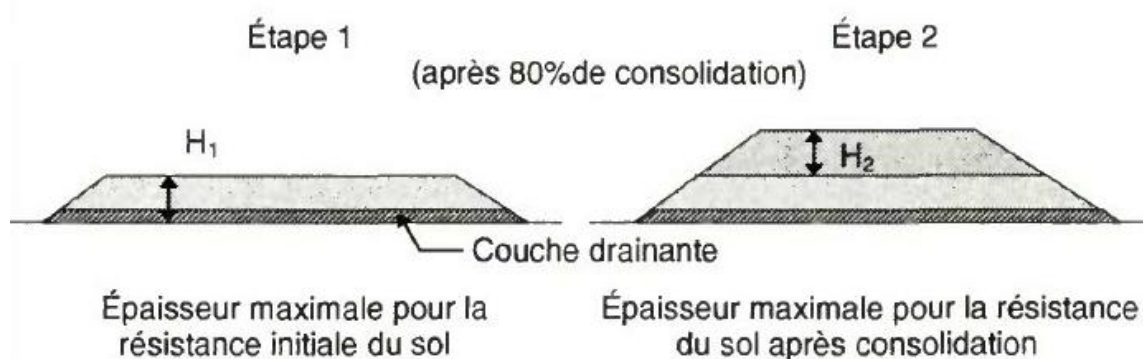
La construction d'un remblai sur sol compressible nécessite des techniques adaptées afin d'assurer la stabilité de ce dernier. Ces techniques sont les suivantes :

### II.5.1. Dispositions constructives relatives au remblai

Il existe plusieurs dispositions possibles :

#### II.5.1.1. Construction par étapes

La construction du remblai se fait par couches avec des périodes d'attente entre chaque phase (figure II.5). L'épaisseur des couches se détermine par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol en assise par consolidation à la fin de l'étape précédente. Cette technique est économique mais nécessite des délais importants si le sol compressible est épais et peu perméable et requière aussi un contrôle précis des vitesses de consolidation. Elle est souvent associée à des drains verticaux.

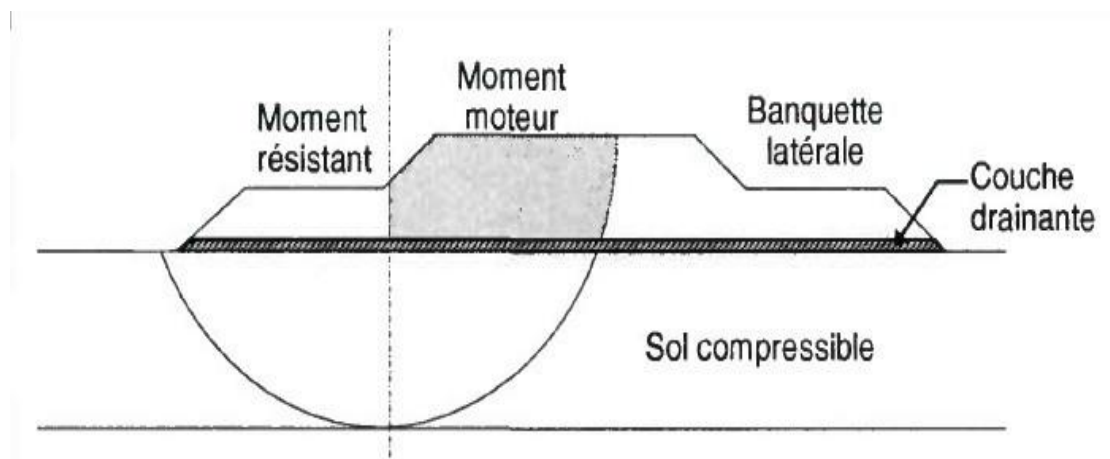


**Figure II.5 :** Construction des remblais par étapes (Guide technique d'étude et réalisation des remblais sur sols compressibles ,2000)

### II.5.1.2. Banquettes latérales

Ces banquettes servent de contre-poids vis-à-vis de ruptures circulaires et améliorent également la stabilité au poinçonnement. Cette technique consiste simplement à élargir le remblai par des banquettes de plus faible hauteur nécessitant des terrassements complémentaires (figure II.6). Le compactage n'est nécessaire que si les banquettes servent de piste de chantier ou de voie permanente de desserte. Cette méthode n'a pas d'effets directs sur les tassements.

Lorsqu'une rupture s'est produite dans un remblai, la mise en place d'une banquette latérale permet souvent de stabiliser le glissement et de reprendre les terrassements dans de bonnes conditions. C'est par ailleurs très souvent la seule méthode envisageable. (Bourges et mieussens, 1977)



**Figure II. 6 :** Schéma représentatif d'une banquette latérale (Guide technique d'étude et réalisation des remblais sur sols compressibles, 2000)

### II.5.1.3. Modification de la géométrie du remblai

Parmi les facteurs déterminant la stabilité du remblai nous citons la pente du remblai. Le calcul de celle-ci se fait suivant la formule (I.1) en tenant compte du tableau (I.1). De ce fait la réduction de la pente améliore la stabilité du remblai. Suivant Chin (2005) la réduction de la pente ou la construction des bermes de contrepoids conduit à améliorer la stabilité du remblai, en augmentant la longueur des surfaces de ruptures.

### II.5.1.4. Remblais allégés

Le remblai allégé est commodément une réduction du poids du remblai afin de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité. C'est une technique dont la mise en œuvre est rapide.

Dans ce contexte, on peut citer l'emploi de polystyrène. En France, les premiers remblais routiers en polystyrène ont été construits en 1983 à Mandelieu et à Palavas-les-Flots. Les remblais d'accès au pont des Quatre Canaux, qui avaient été construits en 1967 sur une couche de sols compressibles de près de 25 m d'épaisseur, continuaient de tasser en 1983 au rythme de 7 cm par an. Pour limiter les coûts des travaux d'entretien de la chaussée au voisinage du pont, il a été décidé d'alléger le remblai en remplaçant une partie du matériau en place par des blocs de polystyrène présentant une densité cent fois moindre que celle du remblai classique (Lassauce, 1985).

Parmi ces matériaux allégés, il y a aussi le béton mousse. C'est un nouveau matériau expérimental léger, fabriqué à partir de ciment Portland, d'eau et d'un agent moussant, Le matériau est coulé sur place.

Le béton mousse également appelé béton cellulaire léger (figure II.7) est un matériau innovant. Il s'agit d'un béton de densité réduite développé en Amérique du Nord grâce à une technologie des années 50. Ce dernier est généralement constitué d'une boue de ciment ou de cendres volantes, de sable et d'eau. Ne contient donc pas de gros agrégats,. La légèreté de ce matériau est en grande partie due à une mousse synthétique aérée obtenue grâce à des bulles d'air provenant d'un générateur. Cette mousse est créée à l'aide d'un agent moussant conçu dans une centrale à béton. Celui-ci doit être capable de produire des bulles d'air tout en ayant un niveau élevé de stabilité. Ce matériau peut être coulé ou pompé dans des moules, ou directement versé dans des éléments structurels. La mousse permet à la boue de s'écouler librement grâce au comportement Thixotropique des bulles de mousse, ce qui permet de la verser facilement dans la forme ou le moule choisi. Sa solidification peut prendre jusqu'à 24 heures comme elle est possible en deux heures si la vapeur d'eau est séchée à des températures allant jusqu'à 70 °C pour accélérer le processus, en fonction de variables telles que la température et l'humidité ambiantes. Une fois solidifié, le produit formé peut être démoulé. En plus de sa mise en œuvre qui est simple le béton mousse est aussi économique et dispose d'atout le classifiant comme un matériau de premier choix, il comporte des propriétés d'isolation thermique et acoustique, une densité sèche allant de 400 à 1600 kg/m<sup>3</sup>, ainsi qu'une résistance à 7 jours d'environ 1 à 10 N/mm<sup>2</sup> et une résistance au feu. Il produit un faible impact environnemental sur l'ensemble de son cycle de vie. Il est aussi durable que le béton classique et est 100% recyclable.

Ce béton est idéal pour un large éventail d'utilisation, il est utilisé dans différents projets de travaux neufs et en rénovation, par exemple l'isolation sous dallage, les ravaillages allégés,

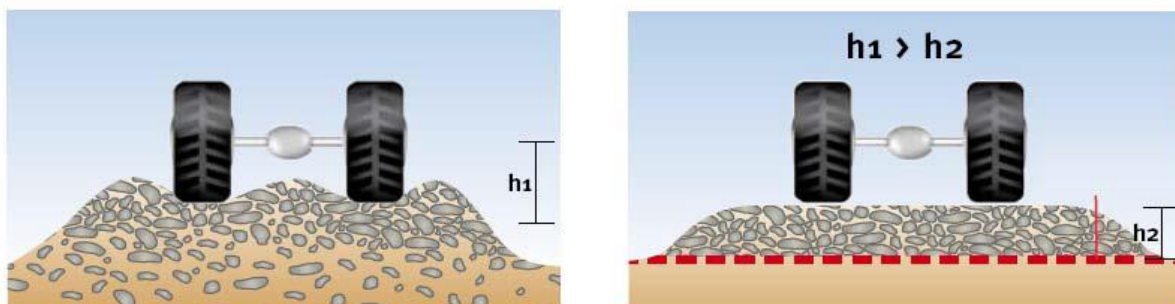
l'isolation de toitures terrasses, Il est également particulièrement utile pour la remise en état des tranchées, pour le comblement de vides sanitaires ou encore des travaux de remblai de VRD ou de remblai géotechnique. Le béton mousse est drainant et auto compactant. Ainsi, l'équilibre hydrostatique des sols n'est pas modifié, de ce fait la mise en œuvre est facilitée et les risques de tassement différé sont éliminés.



**Figure II. 7 :** Béton mousse

#### II.5.1.5. Renforcement par géo synthétique

Cette technique nous permet d'augmenter la résistance à la traction et d'améliorer la stabilité vis-à-vis des ruptures circulaires. Sa mise en œuvre consiste en la mise en place d'une ou plusieurs nappes géo-synthétique à la base du remblai, afin de rendre les tassements du sol sous le remblai plus uniforme. Il permet de maîtriser la déformation des voiries dans les zones à risques d'effondrement. Sa haute rigidité et résistance permettent de renforcer les remblais porteurs sous les diverses voies de transport : route, espaces de stationnement, aéroports et chemins de fer. La fonction principale des géotextiles est d'éviter le mélange des couches de la construction afin d'augmenter la capacité portante en évitant la perte de matériaux granulaire compacté (figure II.8 ).



Sans géotextile perte d'agrégats

Avec géotextile aucune perte d'agrégats

**Figure II.8 :** Fonction de séparation (Dupont Typar Géosynthétiques)

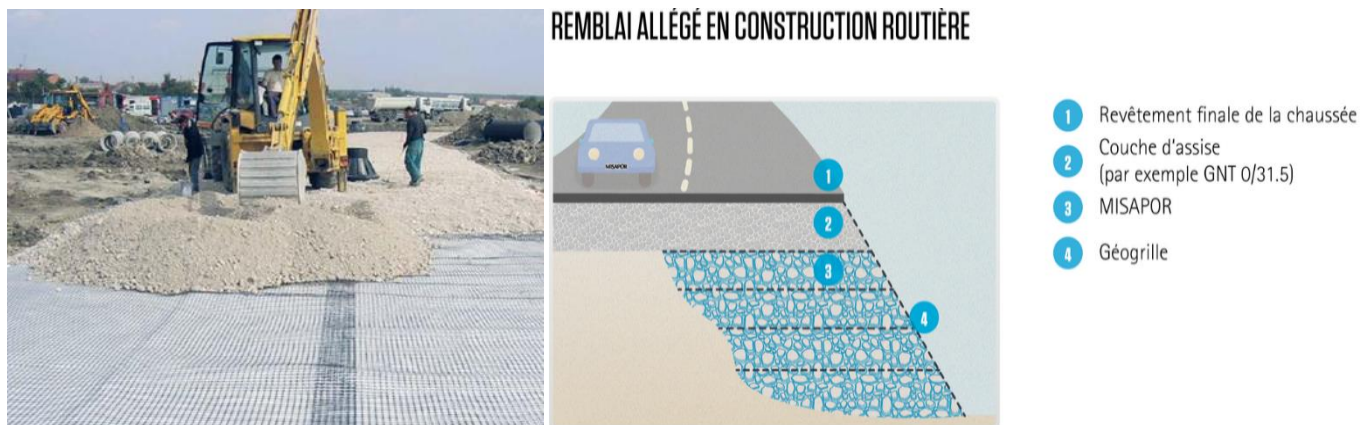
L'incorporation de géosynthétiques dans le sol permet donc d'améliorer le comportement mécanique et hydraulique. De nombreux modèles de géo-synthétiques existent, on cite :

*Les géotextiles*: ce sont des matériaux perméables, fabriqués à base de textile et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil (figureII.9). La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.



**Figure II.9** : Renforcement par géotextiles

*Les géogrilles* : ce sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols (figureII.10). Constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille.



**Figure II.10** : Renforcement des remblais autoroutier par géogrilles

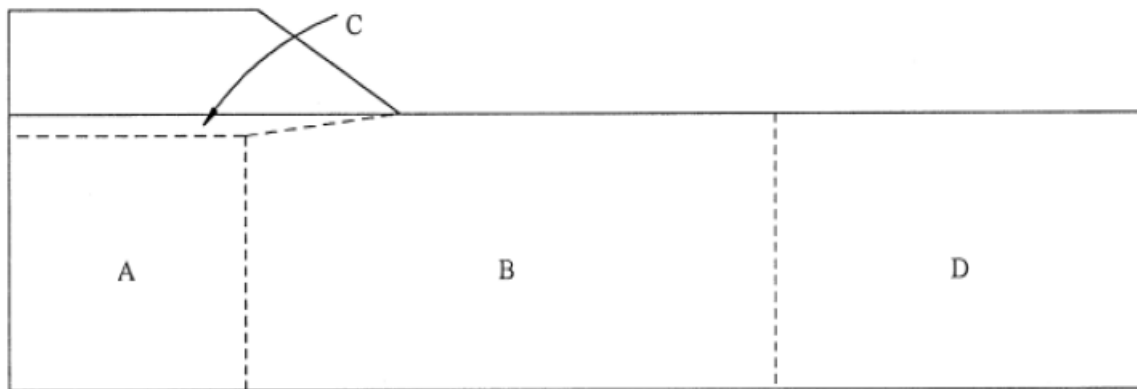
*Les géomembranes* : ce sont des géo synthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite, utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport.

*Les géo-composites*: résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géo-synthétiques. Ils peuvent être composés des (géotextiles-géo-nets), des (géotextiles-géo-grilles), (des géotextiles-géo-membranes), (des géo-membranes-géo-nets), (des noyaux géotextiles-polymères), et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géo composites qui est possibles et utiles. Ils peuvent être utilisés soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

- Dans ce contexte, nous citons le cas de deux remblais d'essai qui ont été réalisés sur 4.2 m de tourbe et d'argile. Un des remblais était non renforcé et l'autre a été renforcé avec une nappe de géotextile tissé. Le renforcement a une résistance à la traction de 61 KN/m, la déformation à la rupture égale à 20% et la rigidité de tension moyenne égale à 258 KN/m. Les auteurs rapportent que le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 3.5 m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 4.5 m sans rupture (Volman et al. 2010).
- Borje et al.(2001) ont analysé par la méthode des éléments finis un remblai symétrique de 2 m de hauteur et de 10.6 m de largeur avec une pente de talus 2V:3H fondé sur une couche d'argile saturé de 5 m de profondeur reposant sur un substratum rigide imperméable. La fondation a été divisée en 4 zones représentées sur la figure (II.11) :

Il a été remarqué au cours de la construction que :

- Les surpressions interstitielles se produisent dans la zone A avec une valeur maximale située près de la ligne de symétrie,
- Dans la zone B, les surpressions interstitielles ont diminuée par rapport à la zone A. et ne sont pas significantes dans la zone D.



**Figure II.11** : Zones typique de la fondation molle (Borge et al. 2001)

- Liu et al. (2008) ont étudié le comportement d'un remblai routier par la méthode des éléments finis. Le remblai fait 18 m de largeur, 4 m de hauteur et une pente de talus de 1V :1.5H et fondé sur une fondation molle de 8m de profondeur (figure II.12). Le sol du remblai et de la fondation a été simulé par le model de Mohr-coulomb. Le remblai a été construit selon les étapes suivantes :

- 1- Construction d'une première couche de 2m de hauteur pendant 6 jours.
- 2- Afin de garantir la stabilité du remblai, 120 jours étaient nécessaire pour la dissipation des surpressions interstitielles ;
- 3- Construction de la deuxième couche de 2 m de hauteur pendant 8 jours ;
- 4- A la fin de la construction, 550 jours étaient nécessaire pour la dissipation des surpressions interstitielles.

Le tassement à la base du remblai avec et sans renforcement a été présenté dans la (figure II.13). Les résultats obtenus montrent que le tassement à la fin de consolidation est plus grand qu'à la fin de construction.

Liu et al. (2008) ont constaté qu'il n'y a pas de différence entre le tassement du remblai avec et sans géotextile (figure II.13). Le tassement de remblai est seulement homogénéisé par le géotextile.

Le déplacement latéral représenté dans la (figure II.14), démontre que le déplacement latéral dans le remblai renforcé par le géotextile est plus petit que celui non renforcé.

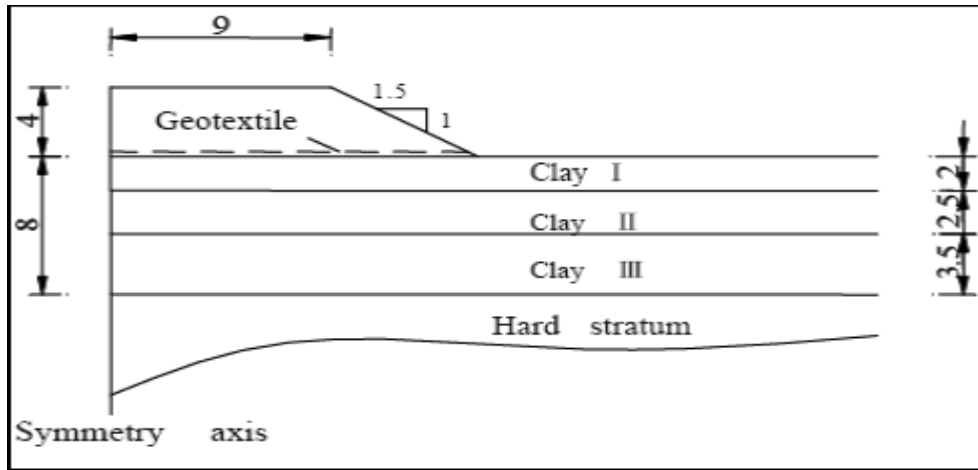


Figure II.12 : Profil du remblai étudié par Liu et al.2008

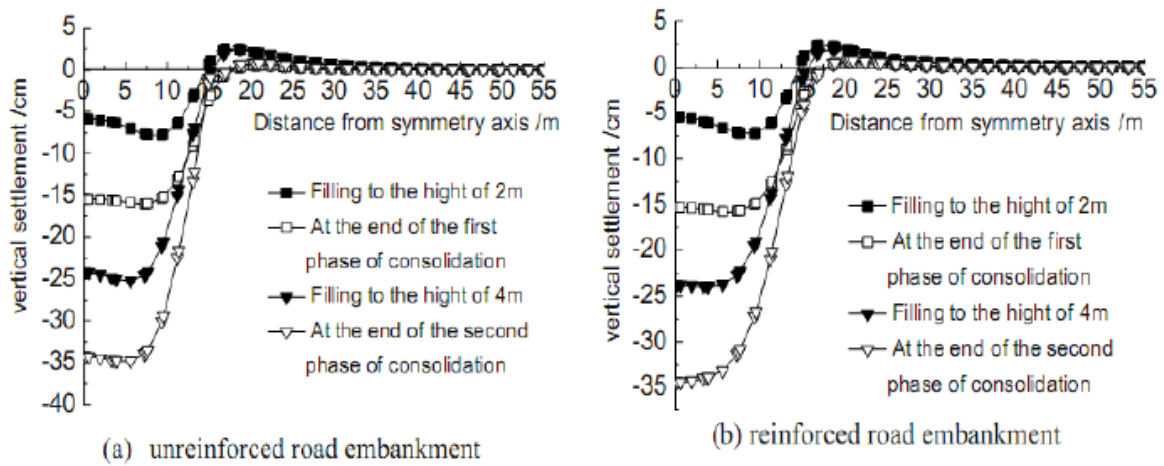


Figure II.13 : Tassement à la base du remblai (Liu et al.2008)

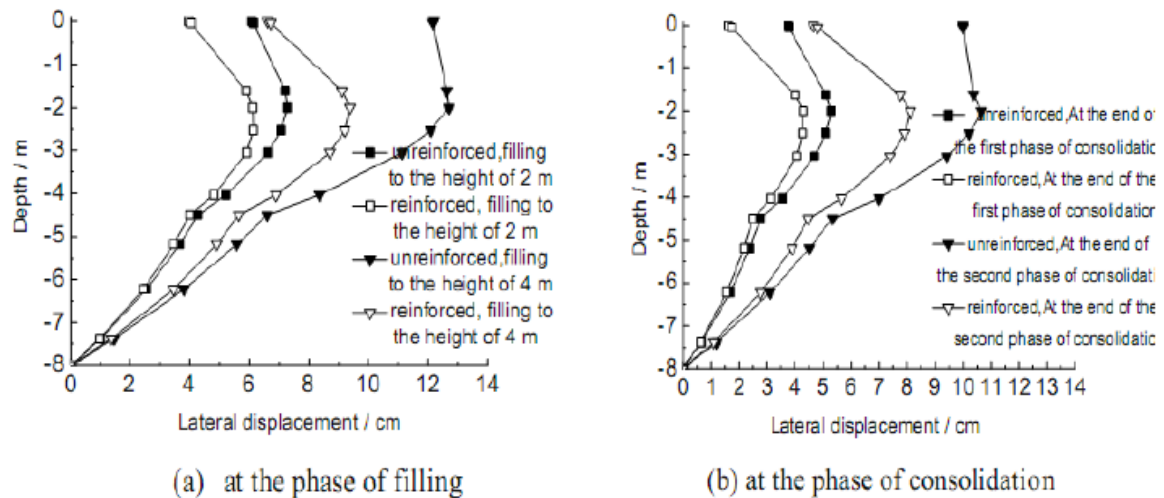


Figure II.14 : Déplacement horizontal sous le pied du remblai (Liu et al.2008)

## **II.5.2 Modifications du sol supportant le remblai**

### **II.5.2.1 Substitution du mauvais sol**

La réalisation de cette technique comprend l'excavation des couches de sols médiocres compressibles, puis leurs substitutions totales ou partielles par un matériau d'apport plus résistant et moins déformable, mis en œuvre suivant un procédé de compactage approprié. En effet cette technique est efficace. Elle règle tout ou une partie des problèmes de tassement et de stabilité, mais cette méthode reste coûteuse et contraignante vis-à-vis de l'environnement. Les volumes de sols à évacuer et de bons matériaux à apporter sont importants, d'où une nécessité de trouver des emprunts et des lieux de dépôt.

D'après Morey (1992), la réalisation de ce procédé débute par l'excavation des mauvais terrains puis on étend un géotextile qui permet une meilleure répartition des contraintes et évite la contamination du remblai. Ensuite la mise en place d'un remblai sablo-gravelot, s'effectue par couches successives de 20 cm d'épaisseur fortement compactée.

### **II.5.2.2. Surcharge temporaire**

Cette technique consiste à appliquer d'une surcharge temporaire égale à la charge définitive  $P_f$  augmenté éventuellement d'une surcharge  $P_s$  (figure II.15), permettant ainsi de produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire. De ce fait, accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire important dont 60 ou 80% peuvent représenter le tassement total du remblai à construire. Ainsi, cette méthode permet d'éviter à long terme les tassements absolus ou différentiels graves et réduire le temps nécessaire pour atteindre la déformation finale du sol sous le remblai. La période nécessaire afin de réaliser cette technique varie de quelques mois à un an.

Cette surcharge doit évidemment être compatible avec les conditions de stabilité du remblai. Elle n'est envisageable que lorsque la hauteur critique est largement supérieure à la hauteur du projet. Toute fois son efficacité est souvent assez limitée (Bourges et Mieussens, 1977).

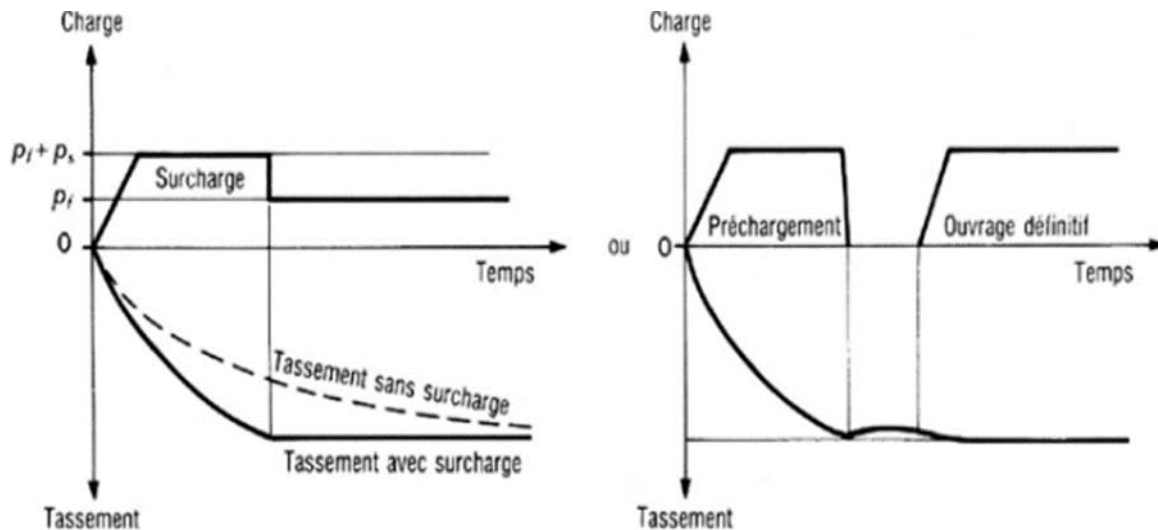


Figure II.15 : Principe du pré-chargement pour le control des tassements (Natacha Sertier, 2006)

Parmi les techniques de pré chargement, on cite :

**a- La technique de pré-chargement par remblais**

La mise en œuvre de cette technique consiste à mettre en place un remblai en terre sur le sol à consolider (figure II.16). De ce fait les surpressions interstitielles créées par la charge seront dissipées, la charge apportée par le remblai sera donc supportée par le squelette du sol qui se déforme sur toute son épaisseur. D'après Sinha et al. (2009), le but significatif pour la construction des remblais sur les sols mous est de réduire le temps requis pour la consolidation de la terre molle et pour accélérer le taux de construction.

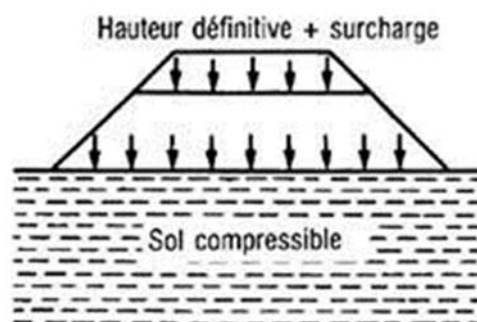
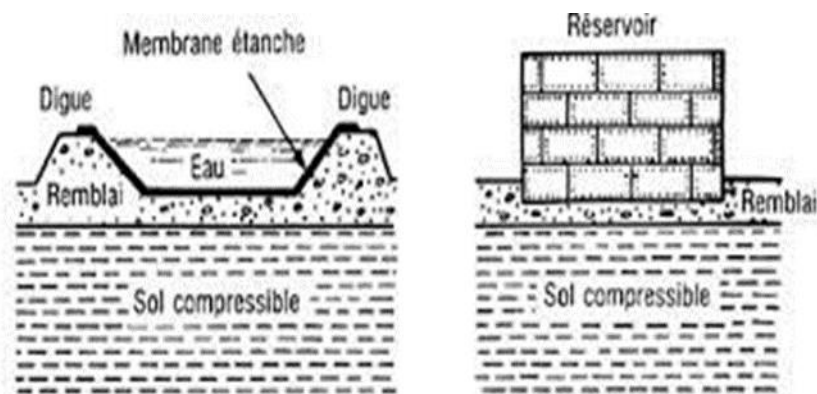


Figure II.16 : Technique de pré-chargement par remblai (Natacha Sertier, 2006)

### b- La méthode du réservoir d'eau

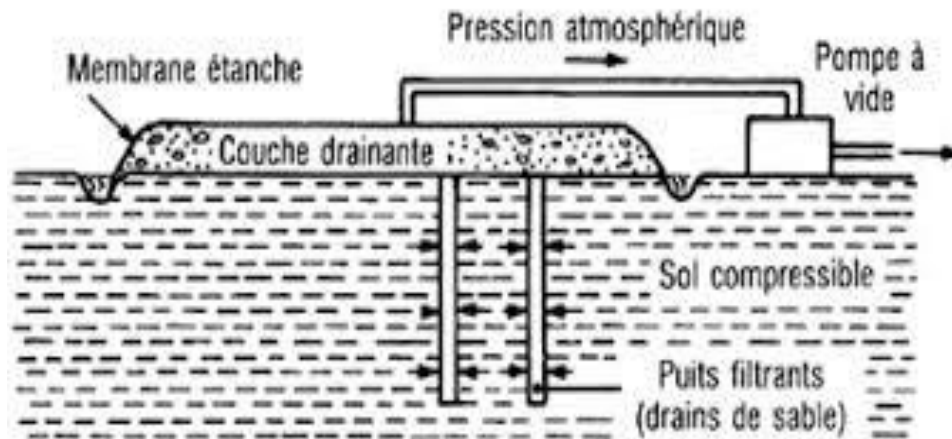
D'après Magnan et pilot, (1988), la charge appliquée par le réservoir (figure II.17) augmente la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible ; en fin de consolidation les pressions interstitielles sont dissipées, la charge apportée par le remblai est ensuite supportée par le squelette du sol qui se déforme sur toute son épaisseur.



**Figure II.17** : Technique de pré-chargement par réservoir (Natache Sertier, 2006)

### c- Consolidation atmosphérique

Cette méthode est une variante du pré chargement par remblai. Elle permet donc l'amélioration des caractéristiques du sol. De ce fait, la rupture et le fluage latéral sont impossibles. Pour réaliser cette technique, un vide partiel est appliqué par pompage sous une membrane posée à la surface du sol (figure II.18) et les pompes sont connectées à un réseau de drainage horizontal ainsi qu'à un réseau de drains verticaux, ce qui produit une réduction progressive de la pression interstitielle à contrainte totale constante qui génère une augmentation des contraintes effectives dans le sol. Ainsi les délais de consolidation sont réduits sans risque d'instabilité du sol sous la charge appliquée.



**Figure II.18 :** Schéma représentant la consolidation atmosphérique (Natacha Sertier, 2006)

### II.5.2.3. Utilisation des drains verticaux

Cette technique permet de réduire la distance que l'eau interstitielle doit parcourir lors de sa dissipation des massifs de sols pour atteindre une surface drainante, ainsi accélérer les tassements de consolidation de ces sols fins saturés de faible perméabilité. La mise en œuvre de cette méthode se fait par introduction de colonnes verticales drainantes dans un massif de forte épaisseur (figure II.19), L'eau sortant des drains doit être évacuée sous le remblai (couche drainante). Cette technique n'a d'effet que sur la vitesse de tassement.

D'après le théorème BARRON (1947), appliquée pour le calcul des drains verticaux les résultats obtenus semblent corrects. Toutefois, avant de décider de l'utilisation des drains verticaux, il y a lieu de bien définir l'objectif poursuivi. Les drains peuvent permettre de réduire le temps entre deux phases de chargement, ou de diminuer les risques d'efforts horizontaux sur les pieux d'un ouvrage voisin. Lorsque l'épaisseur des sols compressible n'est pas trop épaisse (inférieure à 10 m) et le temps de consolidation n'excède pas quelques années, des drains verticaux peuvent permettre d'obtenir la plus grande partie des tassements avant la mise en service de la voie, ce qui est extrêmement appréciable.

Par contre, si le sol compressible est de grande épaisseur (20 m ou plus) et très imperméable (durée de la consolidation : plusieurs dizaines d'années, les drains risquent de contribuer uniquement à accroître la vitesse du tassement pendant les premières années après la mise en service, donc augmenter l'importance des « reprises » de la chaussée pendant cette période. Dans tels cas, où de toute façon il y a des tassements importants à attendre, avec ou sans drains,

pendant l'exploitation de la voie, il peut y avoir intérêt à ne pas accélérer les tassements et donc à ne pas utiliser de drains.

D'après Sinha et al. (2009), la construction du haut remblai est réalisée par étapes sur des fondations molles. La hauteur de la première couche de la construction dépend de la résistance non drainée du sol mou et du facteur de sécurité souhaité. La deuxième couche du remblai est effectuée après la fin des 90% de consolidation primaire ou au point d'inflexion de la consolidation.

La période nécessaire afin d'atteindre les 90% de consolidation ou le point d'inflexion pour les sols mous peut varier de quelques semaines à plusieurs mois. Elle dépend du sol par-dessous la nappe phréatique, de l'espacement de PVD (Prefabricated Vertical Drains) et le taux de construction.

Il existe aussi une possibilité de réaliser des drains de sable. Les études sur remblais expérimentaux ont abouti aux conclusions suivantes : Les drains de sables sont généralement efficaces dans les formations homogènes de vase peu organique. Pour les couches de tourbe, leur utilité est plus discutable et ils ne peuvent, de toute façon, se justifier que si la couche est épaisse (8 à 10 m au moins) [(Bourges et al, 1973 ; Paute, 1973 ; Mieussens et al, 1973 ; Pilot, 1977)].

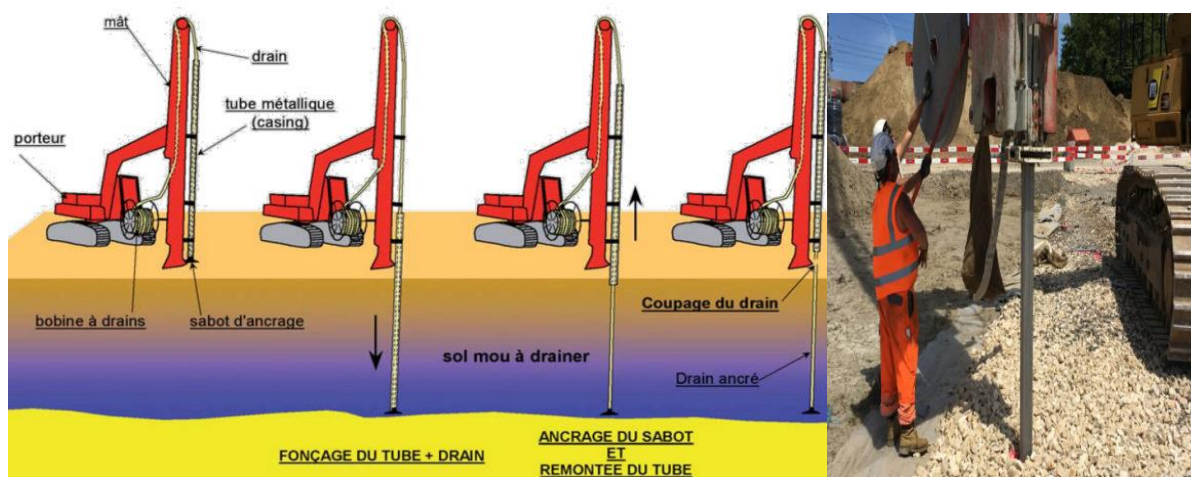


Figure II.19 : Mise en place d'un réseau drainant

Plusieurs cas d'emploi des drains verticaux ont été rapportés par exemple shen et al.2005 ; Tan 1994 ) à titre d'exemples nous citons :

- Borges (2004) a employé un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis pour analyser le comportement d'un remblai sur sols mous contenant des drains verticaux. Ce modèle incorpore la théorie de consolidation de Biot avec des relations constitutives simulé par le modèle d'état critique, a été appliqué sur deux remblais. Le premier est construit avec des drains verticaux (analyse 3d), l'autre est construit sans drains verticaux (analyse 2d). L'analyse des résultats (surpression interstitielles, tassement, les déplacements horizontaux et les niveaux de contrainte) ont montré que :
  - 1- L'effet sur toute la période de consolidation est très important (diminution de 5000 à 500 jours)
  - 2- La dissipation des surpressions interstitielles est plus rapide à toutes les phases de calculs (au cours et après la construction).
  - 3- L'augmentation de la valeur maximale de tassement à la fin de la construction est significative environ 64%, de 8.4 à 19.8 cm), qui implique une certaine amélioration des propriétés de sol de base (diminution de l'indice des vides) par l'accélération de la consolidation pendant la construction.
  - 4- La diminution des tassements à long terme environ 16%, de 48.7 à 40.9 cm) aussi bien que la réduction des déplacements horizontaux à long terme.
  - 5- Malgré le comportement qui est tridimensionnel en termes de contrainte et l'écoulement d'eau, les tassements du remblai avec les drains verticaux sont approximativement uniformes le long de la direction longitudinale.
  
- Indraratna et al. (1992,2005) ont étudié l'effet du taux de chargement d'un remblai de 4m de hauteur sur une argile molle traité par PVD. Dans lequel le taux de construction varie de 0.4 m par semaine à 0.1 m par semaine. Il a été conclu que le taux lent de construction permettrait une amélioration de la faible portance du sol mou qui influe positivement la stabilité du remblai. (Cité par Sinha et al.2009)

#### **II.5.2.4. Utilisation des colonnes ballastées**

La technique consiste à fonder dans le sol un réseau de colonne de ballast à l'aide d'une aiguille vibrante ou d'un tube battu pilonné. Ce dispositif sert à refouler le terrain jusqu'à la base du massif à consolider. Cette profondeur peut atteindre 15 m. L'introduction latérale du ballast à la base du vibreur est réalisée soit gravitationnellement soit à l'aide d'une pompe à graviers (figure II.20). Dans certains cas particuliers, il est possible de procéder à un remplissage

complémentaire de coulis bentonite-ciment simultanément à la mise en place du ballast à l'aide d'un tube latéral. Cette technique améliore la stabilité et diminue les tassements en reportant une partie de la charge sur le substratum.

D'après Zhang et lo (2008), juste après la mise en place du remblai, la majeure partie de la contrainte due à sa charge est portée par la pression interstitielle dans l'argile. Le rôle des colonnes ballastées est d'assurer la résistance lors du chargement de remblais. Le tassement initial sera de ce fait petit. Pendant ce processus les colonnes seront déformées axialement et radialement, ce dernier menant à une augmentation de contrainte de confinement à partir du sol environnant dû à un mécanisme d'expansion de cavité.

Une partie du chargement de remblai sera encore transférée à l'argile comme une contrainte effective.

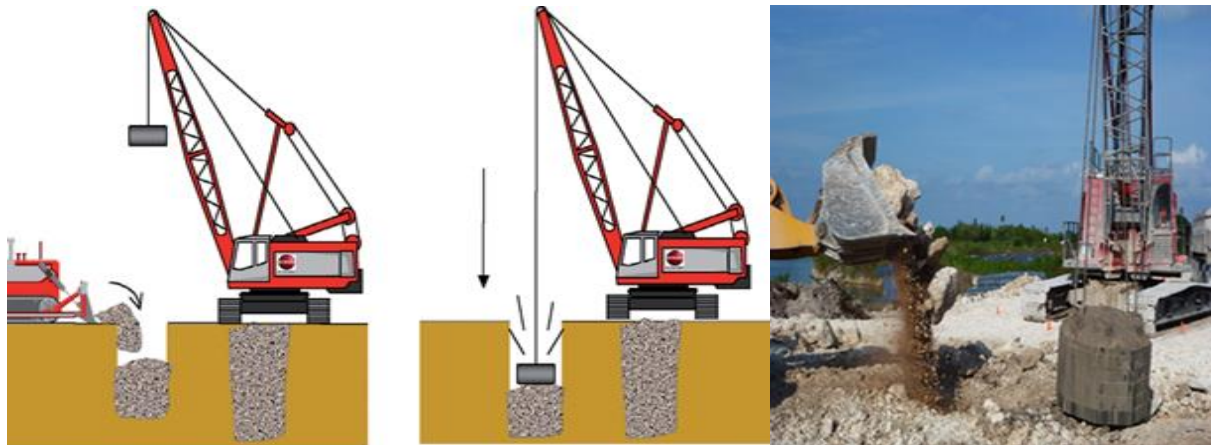


**Figure II.20 :** Technique de mise en œuvre des colonnes ballastées (Ammar Dhouib et Francis Blondeau, 2005)

- Oh et al. 2007 ont réalisé l'étude de tassements d'un remblai de 4m de hauteur édifiée sur argile molle d'estuaire amélioré par colonnes ballastées. Le tassement observé au niveau du sol sans renforcement pour une période de 457 jours de la section traitée par colonnes ballastées était seulement légèrement supérieur à celui de la section traitée.

#### II.5.2.5. Utilisation des plots ballastés pilonnés

Dans ce cas le traitement du sol se fait par inclusion de bons matériaux compactés à l'aide de colonnes créées par pilonnage qui peuvent jouer aussi le rôle de drains (figure II.21). Bien que cette technique permette de limiter le tassement final et d'améliorer la stabilité cependant elle nécessite un environnement peu sensible aux vibrations et la profondeur ne dépasse pas 7 mètres.



**Figure II.21** : Technique de mise en œuvre des plots ballastés pilonnés

#### II.5.2.6. Technique de pilonnage intensif

Cette technique traite le sol par action de surface (sans les plots ballastés). Le principe consiste à laisser tomber, en chute libre et de façon répétée une masse de plusieurs dizaines de tonnes depuis une hauteur de quelques dizaines de mètres. Ce compactage par pilonnage atteint jusqu'à des profondeurs de 10 à 20m des sols de fondation mou set saturés. Il présente une méthode pour prévoir l'efficacité et les caractéristiques de compactage de sols saturés en eau ou en gaz. Dans ce contexte, nous citons :

Le tassement résultant du pilonnage est de 10 cm en moyenne mais aucune réduction de la vitesse du tassement secondaire n'est constatée. (Bourges et Mieussens, 1977)

#### II.5.2.7. Injection solide (compactage statique horizontal)

Le procédé consiste à introduire un mortier visqueux dans le sol par injection sous pression dans un forage tubé. La prise du mortier crée ensuite des colonnes verticales rigides (figure II.22), ayant donc un effet de renforcement au droit de chaque colonne avec une compression de la masse du sol. Les taux d'incorporation ne dépassent en général pas 5% à 6% du volume traité. Cette technique reste onéreuse pour les remblais

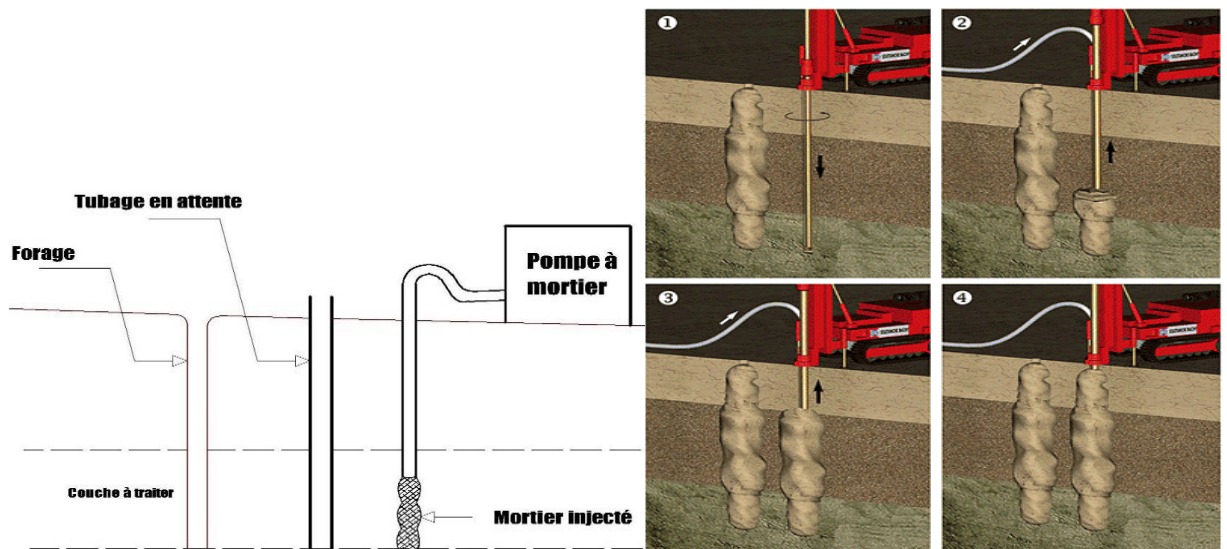


Figure II.22 : Injection solide

#### II.5.2.8. Utilisation colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet

La méthode comporte une déstructuration du sol du terrain par jet de fluide à haute pression, suivie d'une mise en place de colonnes de mortier-ciment effectué par injection de ciment. Grâce à ces colonnes une partie des charges due au remblai sera reportée en profondeur. Par conséquent, les tassements seront diminués. Ainsi, il y aura une amélioration de la stabilité. La mise en œuvre de cette technique est délicate et coûteuse.

#### II.5.2.9. Utilisation des colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment

Les colonnes de sol traité à la chaux ou au ciment (lime cement column) sont couramment utilisées dans les pays scandinaves. La technique conçoit une réalisation de colonnes constituées de sol en place, mélangé à de la chaux vive ou du ciment au moyen d'une machine de forage à tarière adaptée. Une technique similaire dénommée Deep soil Mixing (Deep cement mixing ou Deep Lime mixing) existe, cette dernière a été développée au Japon.

Des problèmes de prises du liant pour les sols organiques ne sont pas exclus. Il est donc utile de réaliser un nombre d'essais de convenance ainsi que des contrôles en cours de chantier et des adaptations éventuelles des dosages en cours de travaux.

### II.5.2.10. Remblais sur inclusions rigides

Cette technique comprend la mise en œuvre d'un réseau d'inclusions rigides combiné avec un matelas de répartition PTC (plateforme de transfert de charges), dont la possibilité de joindre une nappe géotextile. Ce dernier est associé à des dalles disjointes en béton armé (figure II.23) surmontant le réseau d'inclusions rigides (figure II.24). La fonction de ce matelas est de réduire, ainsi qu'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusions. Il est constitué de sol granulaire. Glandy et Frossard (2002) précisent que le matelas doit être mis en œuvre suivant les critères routiers. Le tassement différentiel en bas du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit un cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes, ce phénomène de voûte, rencontré dans les sols granulaires, a notamment été décrit par Terzaghi, (1943), qui assurent le transfert de charges vers les têtes d'inclusions, l'homogénéisation et la réduction des tassements.

La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, étant donné que les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Celles-ci peuvent être préfabriquées ou réalisées in situ, tous types de pieux peuvent être envisagés y compris les micropieux.

« L'effet des pieux est significatif sur la diminution des tassements qui sont inadmissibles sans renforcement » (Chevalier, 2008)

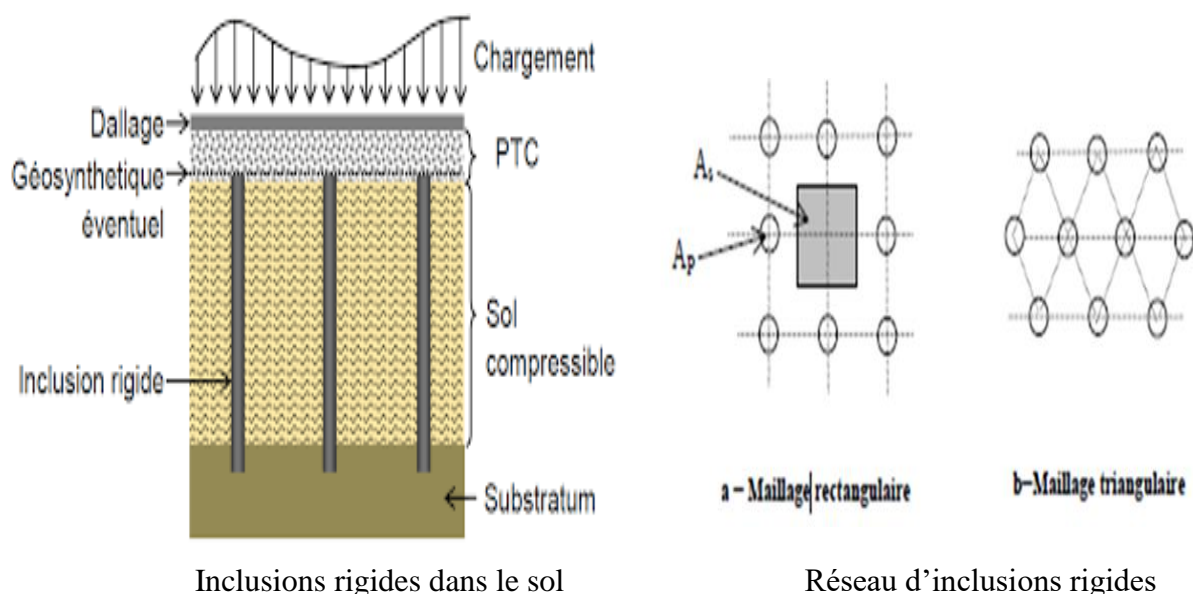


Figure II.23 : Schéma représentatif des inclusions rigides

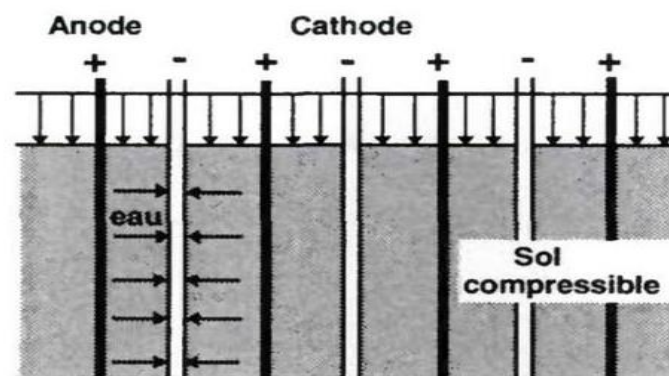


**Figure II.24** : Technique de mise en œuvre d'inclusions rigides

A titre d'exemple nous citons le projet d'évitement de la ville d'Azazga, contournement Sud. Dans le but d'atteindre le cercle de glissement le plus profond, la solution retenue était de combiner deux solutions : deux files de pieux d'un mètre de diamètre et 32 m de profondeur pour les parties en infrastructure et des massifs renforcés sur 23 m de hauteur pour stabiliser les remblais.

#### II.5.2.11. l'utilisation d'électro-osmose

Cette technique assure une augmentation de résistance au cisaillement ainsi qu'une diminution de tassement dans le sol grâce à un écoulement provoqué par la mise en place d'un maillage d'un réseau d'anodes dans le massif (figure II.25). Une différence de potentiel est appliquée entre les anodes et les cathodes qui provoquent donc cet écoulement de l'eau vers les cathodes où elle sera évacuée. Bien que cette méthode soit efficace néanmoins elle est coûteuse. Les paramètres et les effets du traitement sont difficiles à prévoir avant le chantier.



**Figure II.25** : Schéma représentatif de la technique de confortement électro-osmose (Guide technique d'étude et réalisation des remblais sur sols compressibles, 2000)

Sur le tableau II.4 nous présentons les contraintes et fiabilités de certaines techniques selon Magnan (1994).

**Tableau II. 4 :** Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification du remblai d'après Magnan (1994)

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Pré-chargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaires	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Pré-chargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilité verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Substitution du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées Colonne de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipement 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-physique 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
Colonne de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher rapide

## II.6. Comparaison de certaines méthodes de renforcement

Suite à la comparaison réalisée par Springmann et al (2012) (figure II.26), où :

$q/S_u$  : représente la contrainte normalisée par la résistance en cisaillement non drainée et

$\delta/H$  : représente les tassements normalisés par l'épaisseur.

On constate que les tassements les plus faibles sont ceux des remblais sur inclusions rigides.

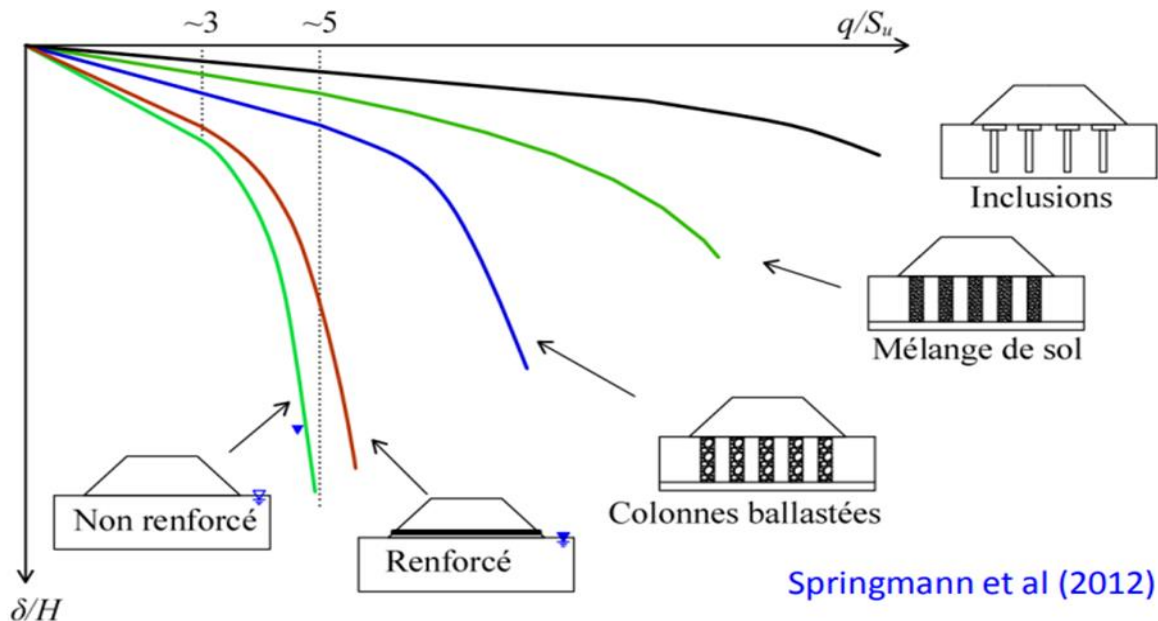


Figure II.26 : Comparaison de certaines techniques de renforcement (Springmann et al, 2012)

## II.7 conclusion

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des fondations, qui a pour objectif de palier à des phénomènes préjudiciables pour les constructions. Ces derniers sont la stabilité et les tassements des sols. Une étude préalable permet donc de définir le comportement du sol après la mise en œuvre du projet. De ce fait, le choix d'une solution doit être fait, d'une part à partir de considérations économiques d'autre part à partir des éléments techniques établis par les études de stabilité et du tassement. Dans un projet de réalisation d'un remblai routier, il est important de prévoir les vérifications pendant et après sa construction afin d'inspecter le comportement du sol de fondation et voir si des modifications des conclusions de l'étude en fonction du comportement constaté doivent être apportées. Compte tenu de la relative incertitude de certains calculs, il est donc indispensable d'effectuer des mesures d'auscultation en place (mesures des tassements et des pressions interstitielles).

Partie 2 :

Modélisation numérique du  
remblai sur sols  
compressibles

## Chapitre III:

### Présentation du Cas d'étude et Modélisation Numérique

#### III.1 Introduction

Les projets de constructions routières sont de plus en plus complexes, cela est dû notamment à la rareté des sols de bonnes caractéristiques géotechniques. Lors de la réalisation des remblais routiers, il est souvent inévitable de passer par des zones compressibles à faible résistance qui entraînent des difficultés à assurer leurs stabilités ainsi qu'un grand risque de glissement. En Algérie ces sols sont plus fréquents au nord. Afin de réaliser ces ouvrages, il existe des méthodes de renforcements que nous avons énumérés précédemment.

Des pieux porteurs peuvent être utilisés pour soutenir les remblais d'autoroute construits sur des matériaux de fondations souples. Cette méthode de support peut réduire le potentiel de déformations excessives et de défaillance pendant la phase de construction non drainée lorsque des pressions interstitielles excessives sont induites dans les matériaux de la fondation par le chargement du remblai.

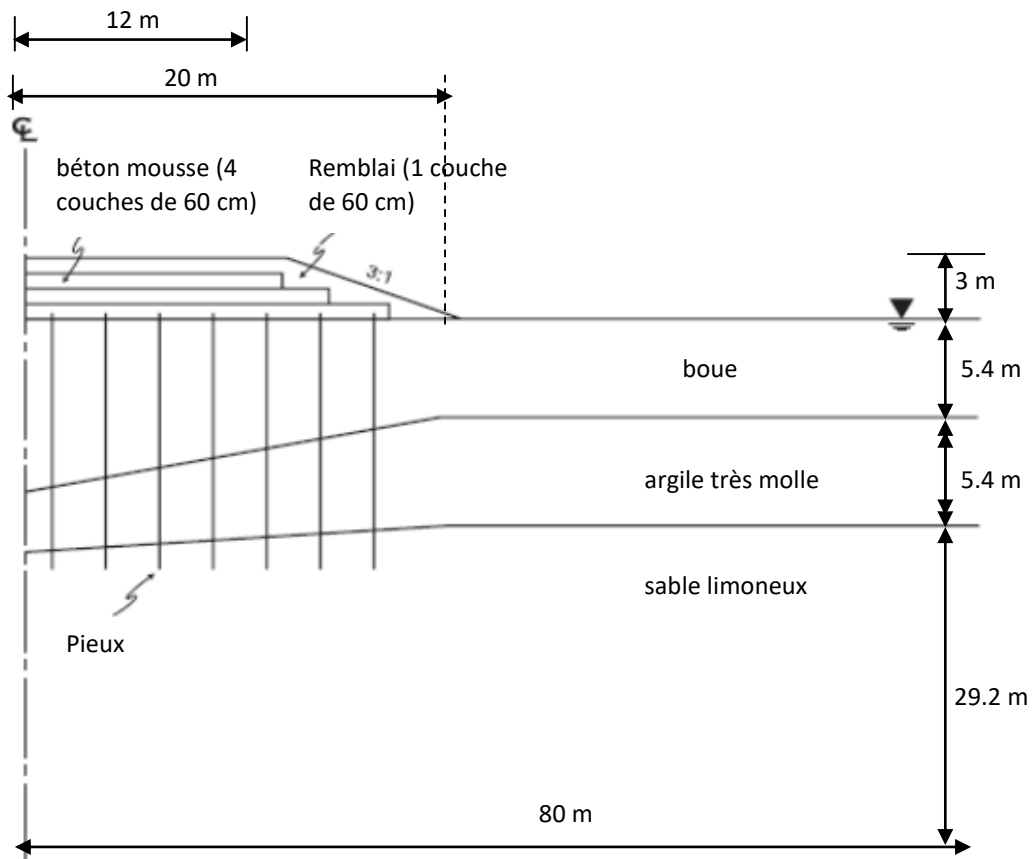
Cette partie du travail est consacrée à l'analyse d'un remblai d'un tronçon autoroutier, construit sur un sol compressible. Des pieux sont utilisés pour soutenir les couches de remblais. Nous nous intéresserons au comportement des sols en place avant et après la construction des couches de remblai et la mise en place des pieux en guise de renforcement.

Dans le but de montrer l'importance de la consolidation complète des sols en place, l'analyse est effectuée à court terme pour le cas des sols en conditions non drainées et à long terme qui permet de tenir compte du processus de consolidation permettant la dissipation des pressions interstitielles.

#### III.2 Présentation du cas d'étude

Le projet qui fait l'objet de cette étude est constitué par un remblai autoroutier passant par une zone compressible. Le remblai de 20 m de largeur à la base et de 3 m de hauteur comprend quatre couches de béton mousse léger d'environ 0.6 m d'épaisseur et une couche de remblai de terre de 60 cm d'épaisseur. La figure (III-1) montre une vue en coupe des couches de remblais et des matériaux de fondation. La nappe d'eau est au sommet des matériaux de la fondation. La première couche du remblai est placée sur un treillis métallique directement en

contact avec la tête des pieux. Une couche de remblai de terre et les matériaux de la chaussée sont placés comme couverture sur le béton expansé. Les matériaux des sols de fondation sont constitués par de l'argile molle à l'état saturée et de la boue reposant sur un sable limoneux sous-jacent.



**Figure III.1** : Section transversal du remblai sur sols de fondation

Les propriétés des matériaux de la fondation et des matériaux du remblai sont données respectivement dans les tableaux (III-1) et (III-2). Les matériaux du remblai sont supposés rester secs. Concernant les pieux utilisés, ils sont disposés tous les 2.5 m en dessous des couches de remblais. La longueur de chaque pieu est de 12.8 m et le diamètre est de 0.30 m. leur module élastique est de 10.0 GPa et leur capacité portante est de 250 kN.

**Tableau III. 1 :** Propriétés pour les matériaux des sols de fondation

paramètres	Boue	Argile très molle	Sable limoneux
Poids volumique saturé (kN/m <sup>3</sup> )	11.10	13.56	18.84
Poids volumique non saturé (kg/m <sup>3</sup> )	10.05	11	16.20
Porosité (%)	90	80	30
Module de Young (Mpa)	0.3	0.5	15
Module de compressibilité (Mpa)	5.0	1.67	12.5
Module de cisaillement (Mpa)	0.1	0.17	5.77
Coefficient de Poisson	0.33	0.33	0.3
Cohésion (kpa)	3.5	5.0	2
Angle de frottement interne	0	0	32
Perméabilité horizontale (m/j)	0.003	0.0003	2.4
Perméabilité verticale (m/j)	0.001	0.0001	0.8

**Tableau III. 2 :** Propriétés pour les matériaux des remblais

paramètres	Béton mousse	Couche en remblai de terre
Densité sèche (kg/m <sup>3</sup> )	640	1920
Porosité (%)	30	30
Module de Young (Mpa)	600.0	10.0
Module de compressibilité (Mpa)	286.0	8.33
Module de cisaillement (Mpa)	261.0	3.85
Coefficient de Poisson	0.15	0.3
Cohésion (kpa)	50.0	2.4
Angle de frottement interne	0	30
Perméabilité horizontale (m/j)	1.2	1.2
Perméabilité verticale (m/j)	0.4	0.4

### III.3 Choix de code du calcul

Notre choix est porté sur le code de calcul PLAXIS-2D version 2020 qui est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications en géotechnique. Ce code calcul nous permet le passage d'un projet réel complexe au model numériques et de faire l'étude paramétrique facilement et

rapidement. Il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

### **III.4 Procédure d'analyse**

Cette analyse a pour but de comparer les déformations enregistrées dans le modèle avant et après l'installation des pieux porteurs. Dans les deux cas de figures, l'état d'équilibre initial des sols de fondation à l'état saturé doit être vérifié, ainsi que l'état initial de la répartition des pressions interstitielles.

Pour le cas où les couches de remblai sont soutenues uniquement par les sols de fondation, on détermine les déplacements le long de la surface de la fondation directement sous les couches de remblai.

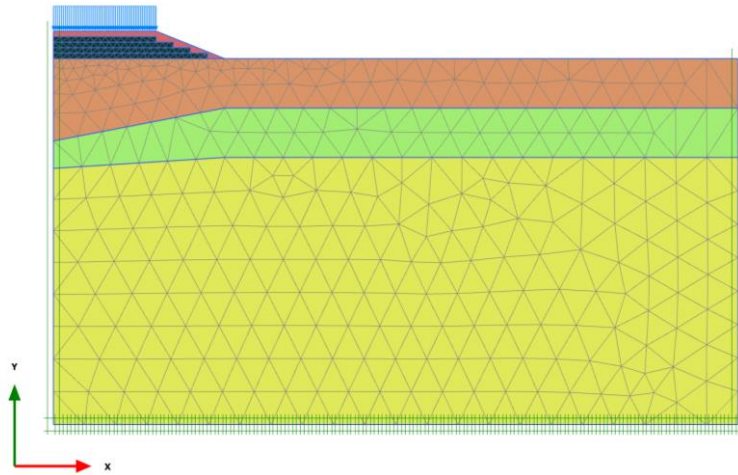
Pour le cas où les sols de fondation sont renforcés par des pieux, on installe d'abord les pieux et puis on ajoute les différentes couches constituant le remblai pour déterminer les déplacements au même niveau déjà considéré au premier cas.

L'analyse comprend également une surcharge due au trafic de 11.5 kPa.

### **III.5 Modélisation du comportement du remblai sur PLAXIS-2D**

En raison de la symétrie, seulement la moitié du remblai a été modélisée. Dans le but de réaliser une modélisation proche de la réalité, nous avons opté pour une réalisation du remblai par étapes, pour respecter la construction de l'ouvrage par couches successives qui nécessitent un processus de consolidation.

Plusieurs modèles de comportement de sol sont disponibles dans le code numérique choisi pour cette étude. Cependant, la loi de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (M-C) est utilisée pour modéliser le matériau du remblai et des sols de fondation en raison de sa simplicité. Ce modèle présente l'avantage de nécessiter peu de paramètres (5 paramètres): module de Young ( $E$ ), coefficient de Poisson ( $\nu$ ), angle de frottement interne ( $\varphi$ ), cohésion ( $C$ ), et angle de dilatance ( $\psi$ ). Les valeurs des paramètres à introduire pour cette loi ont déjà été indiquées dans les tableaux (III-1) et (III-2). La figure III-2 représente le modèle numérique utilisé ainsi que le maillage adopté pour l'analyse du comportement du remblai qui est un maillage fin. Les dimensions du modèle sont de 80 m de largeur et 43 m de hauteur (figure II.2).



**Figure III.2 :** Modèle numérique adopté (maillage et conditions aux limites)

Les conditions aux limites sont appliquées de manière à fixer la base de modèle suivant les deux directions X et Y (les déplacements horizontaux et verticaux sont empêchés), et à fixer les frontières latérales du modèle suivant X.

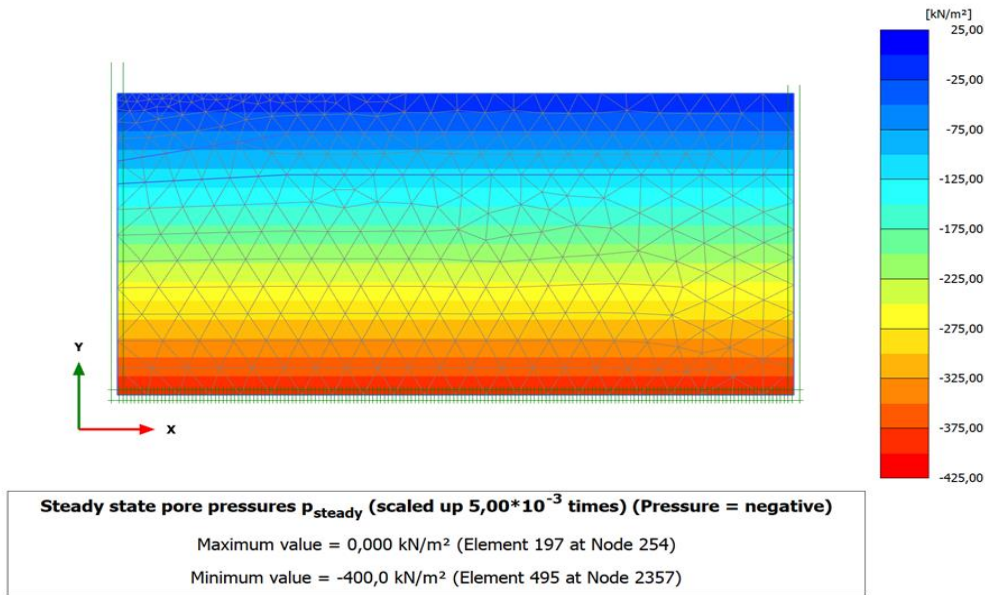
### **III.6 Analyse du comportement du remblai à court terme (Les sols sont dans les conditions non drainé)**

L'analyse a été effectuée selon l'ordre de construction du remblai dans le terrain. Six étapes ont été suivies dans cette simulation qui comprend cinq phases de construction du remblai par couches successives de 60 cm d'épaisseur et une phase qui permet d'appliquer une surcharge due au trafic de 11.5 kPa.

Dans la première étape, les contraintes effectives initiales au repos dues au poids propre des sols de fondation sont générées au moyen de la procédure  $K_0$ .

#### **III.6.1 Distribution des pressions interstitielles avant la construction du remblai**

Les pressions interstitielles initiales sont des pressions hydrostatiques basées sur le niveau de la nappe phréatique qui se situe au sommet des matériaux de la fondation. La figure (III.3) illustre la distribution initiale des pressions interstitielles dans les sols de fondation avant la construction des couches de remblai. Une valeur maximale de 400 kN/m<sup>2</sup> est observée à la base du multicouche.



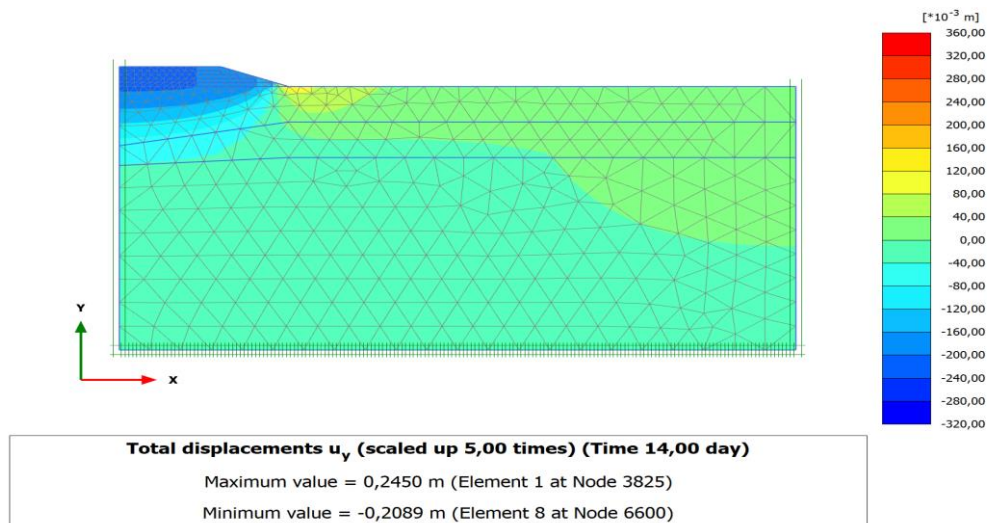
**Figure III.3 :** Distribution initiale des pressions interstitielles dans les sols de fondation

### III.6.2 Etat des déplacements après construction du remblai

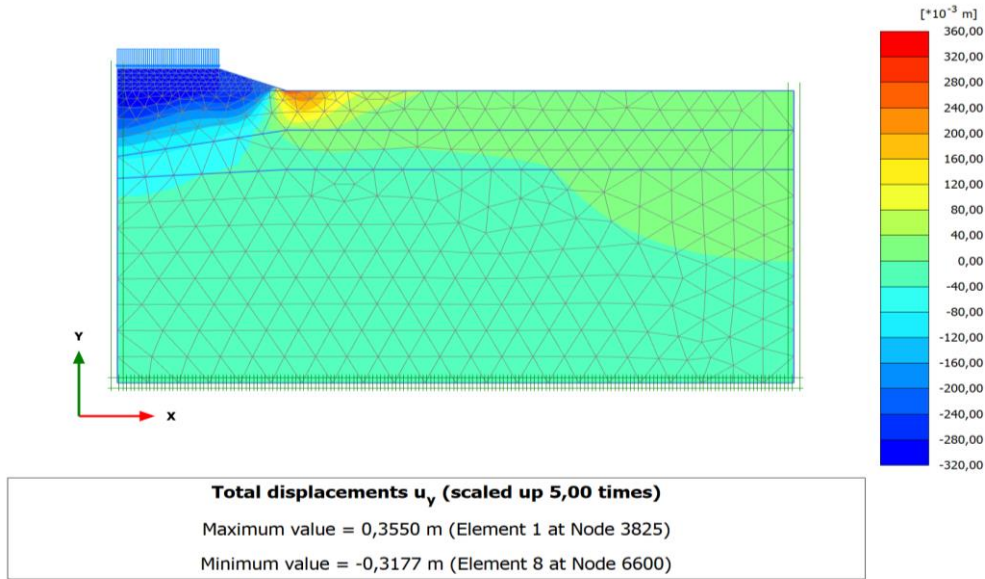
Les figures (III.4, III.5) représentent les tassements obtenus au cours des phases de fin de construction et après application de la surcharge du trafic le long du profil en travers. On peut constater une augmentation du tassement d'environ 10 cm après l'application de la surcharge du trafic, ceci est dû au poids que cette surcharge exerce sur les sols support.

Les résultats du calcul numérique nous donnent un tassement de 20.89 cm en fin de construction du remblai, et une valeur de 31.77 cm après application de la surcharge due au trafic.

Un gonflement important (un soulèvement) est aussi perçu, les valeurs obtenues sont de 24.5 cm en fin de construction et de 35.50cm après application de la surcharge.

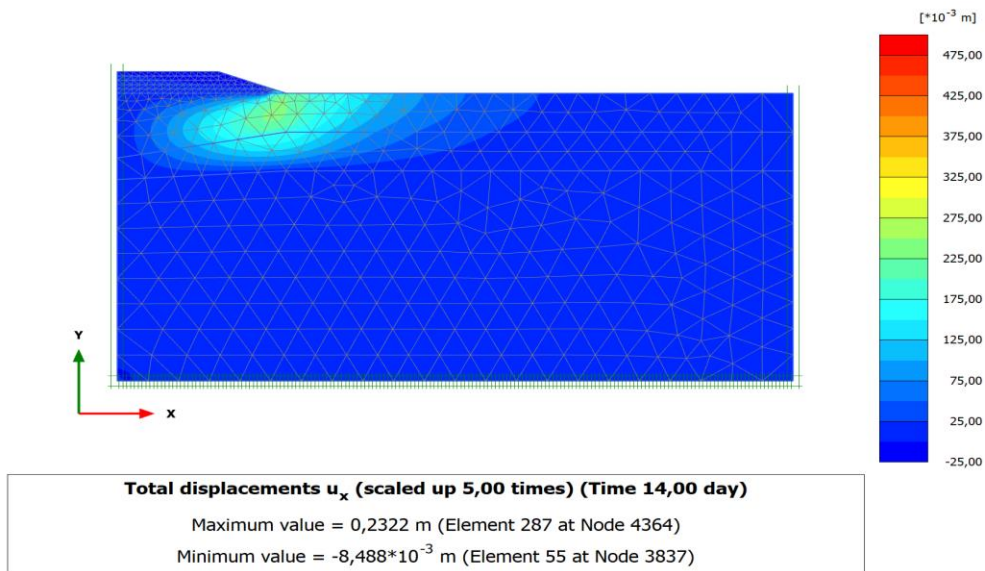


**Figure III.4 :** Déplacement vertical en fin de construction du remblai

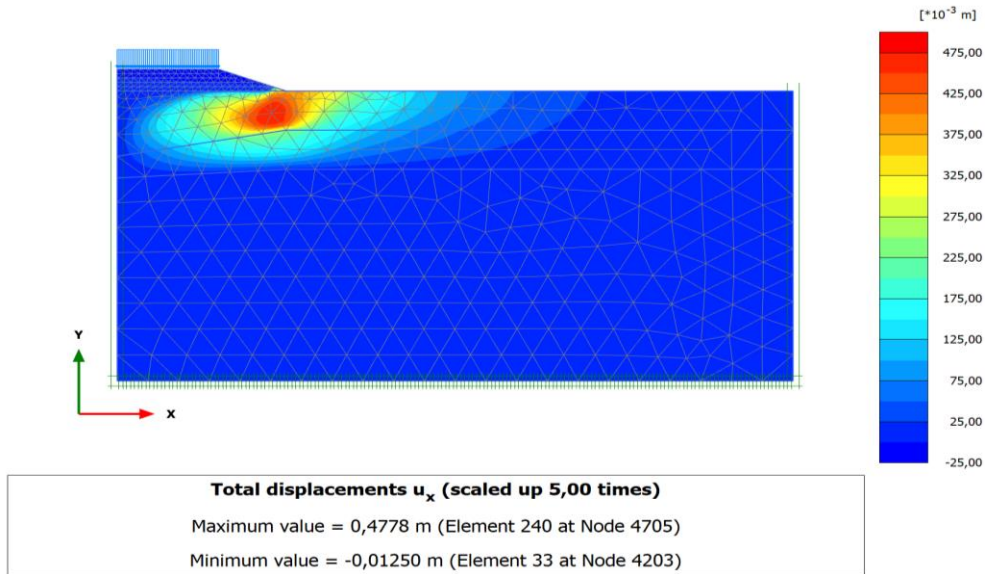


**Figure III. 5 :** Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

On distingue à travers les figures (III.6, III.7) l'évolution des déplacements horizontaux dans le sol. Ces déplacements se produisent dans le sol de fondation sous le pied du remblai. Les valeurs enregistrées correspondent à 23.22 cm à la fin de la construction du remblai (figure III.6) et 47.78 cm en appliquant la surcharge due au trafic (figure III.7).



**Figure III. 6 :** Déplacement horizontal en fin de construction du remblai



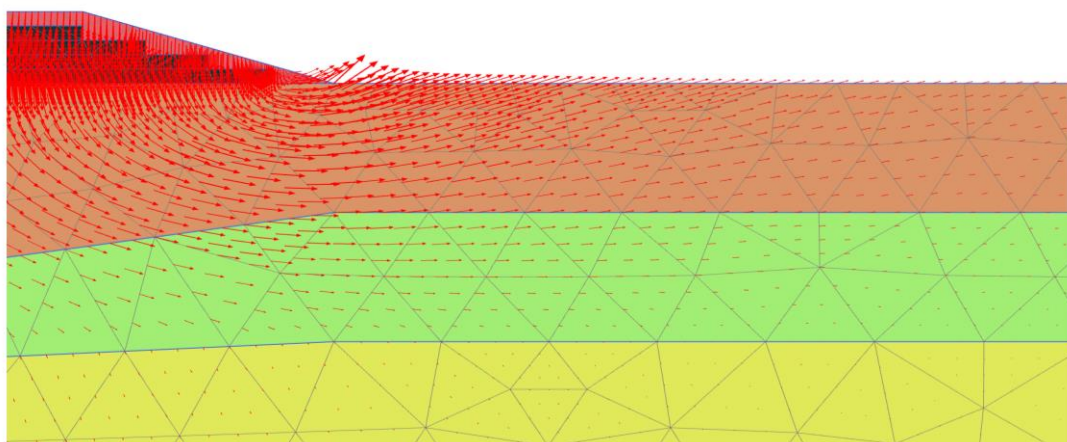
**Figure III. 7 :** Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic

### III.6.3 Estimation de la stabilité au glissement du remblai

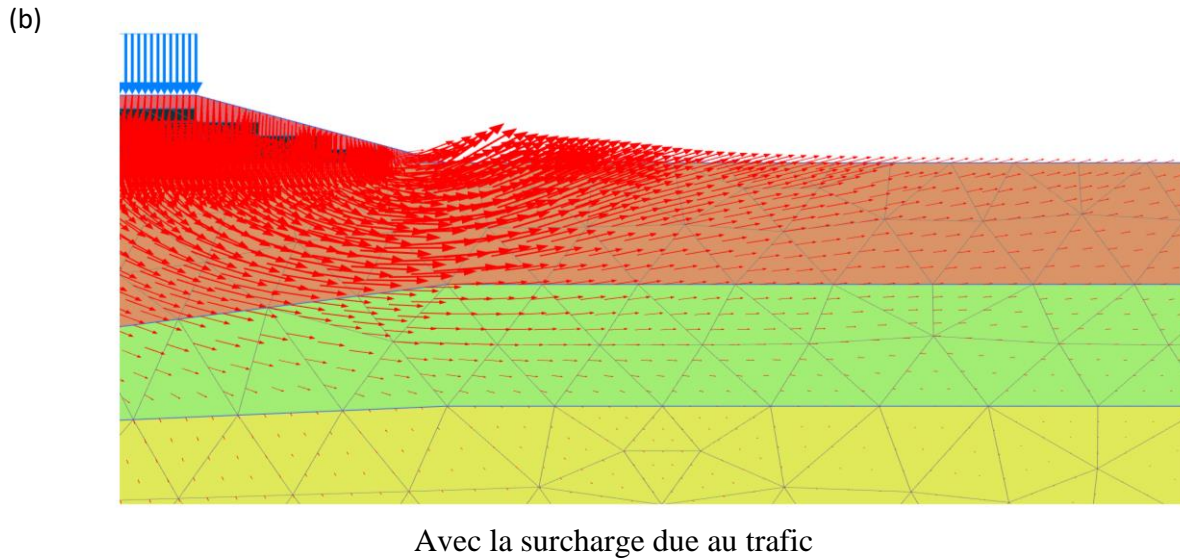
La figure III.8 montre l'allure de rupture du sol, les vecteurs de déplacement donnent bien l'allure de rupture par glissement rotationnel avec soulèvement, observé fréquemment en remblais sur sols mous. On peut observer que l'intensité des vecteurs de déplacement dans le remblai surmonté par la surcharge du trafic (figure III-8b) est évidemment très significative comparée au remblai à la fin de construction figure (III-8a).

Un facteur de sécurité est évalué afin d'analyser cette instabilité. La valeur est estimée à 1,04 à l'étape finale correspondant à l'application de la surcharge du trafic (Figure III.9).

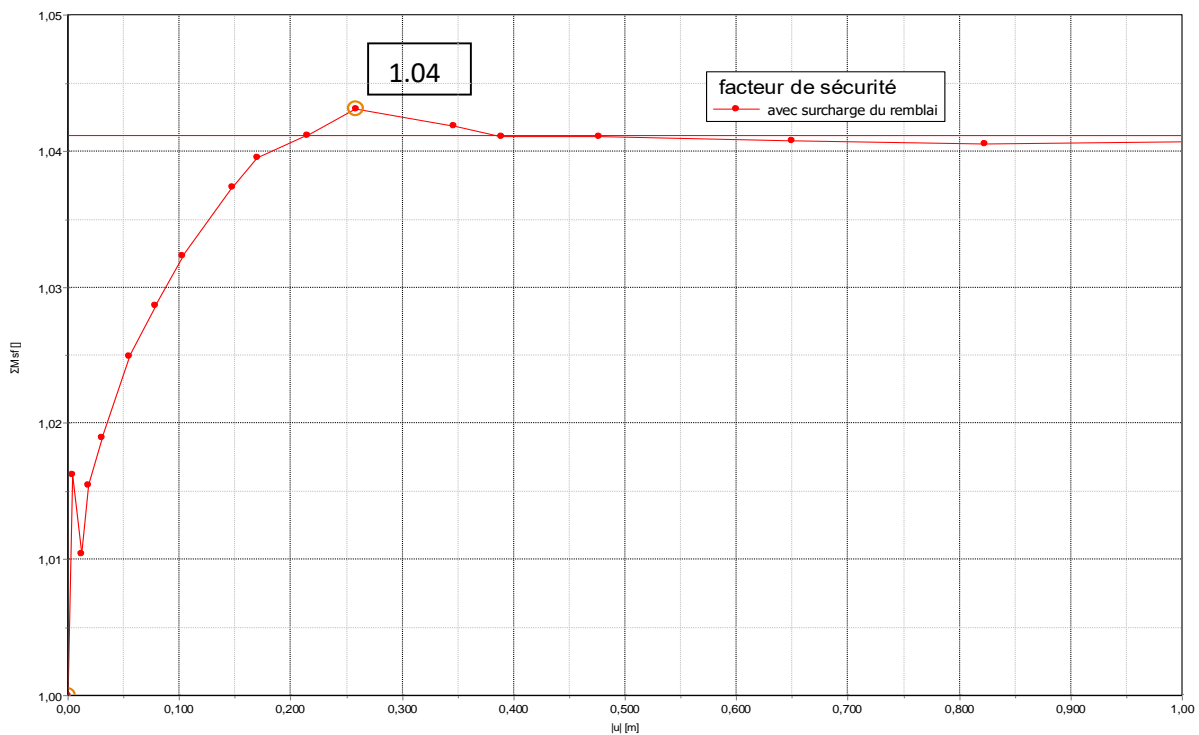
(a)



Fin de construction du remblai



**Figure III.8 :** Allure de la rupture du sol: (a) Fin de la construction du remblai, (b) Après application de la surcharge due au trafic

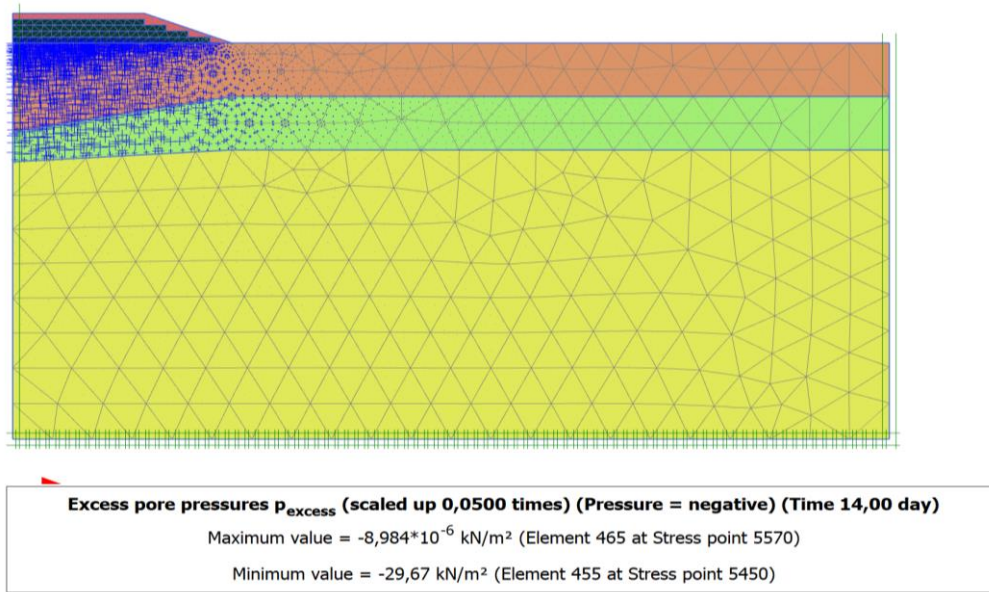


**Figure III. 9 :** Facteur de sécurité

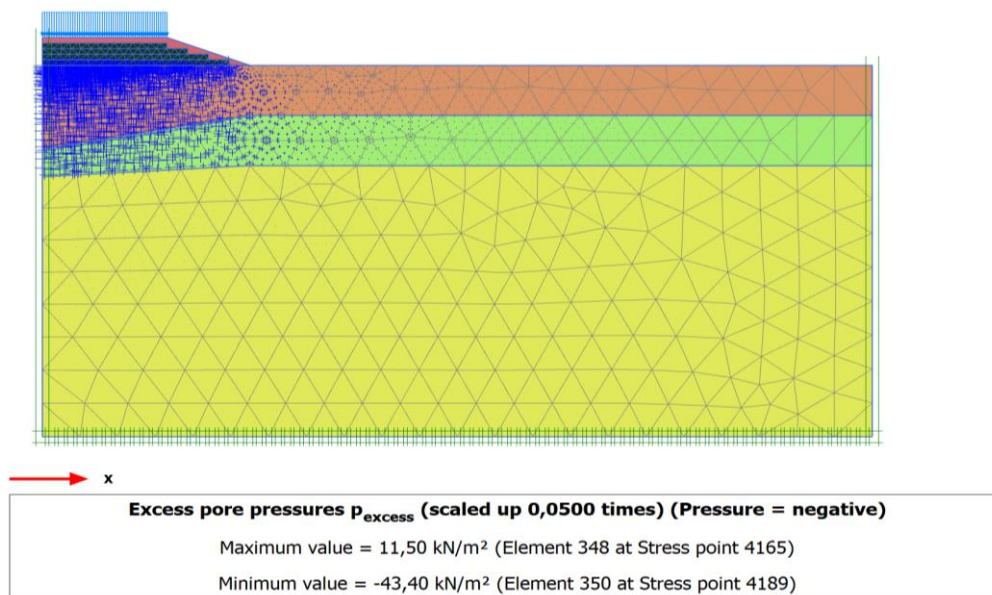
### III.6.4 Les surpressions interstitielles

Les surpressions interstitielles existantes dans le sol après la fin de construction et après application de la surcharge due au trafic sont respectivement illustrées par les figures (III-10a, III-10b). Il est à noter que les valeurs maximales se situent à la base du remblai, la valeur la plus élevée correspond à 43.4 kPa.

(a)



(b)



**Figure III.10 :** Evolution des surpressions interstitielles (a) en fin de construction  
(b) après application de la surcharge du trafic

La figure (III-11) montre l'évolution de la surpression interstitielle avec le temps sous le remblai, le graphe représente les six phases de constructions du remblai. On constate une augmentation des surpressions interstitielle en un temps très court atteignant la valeur de 36.3 kPa.

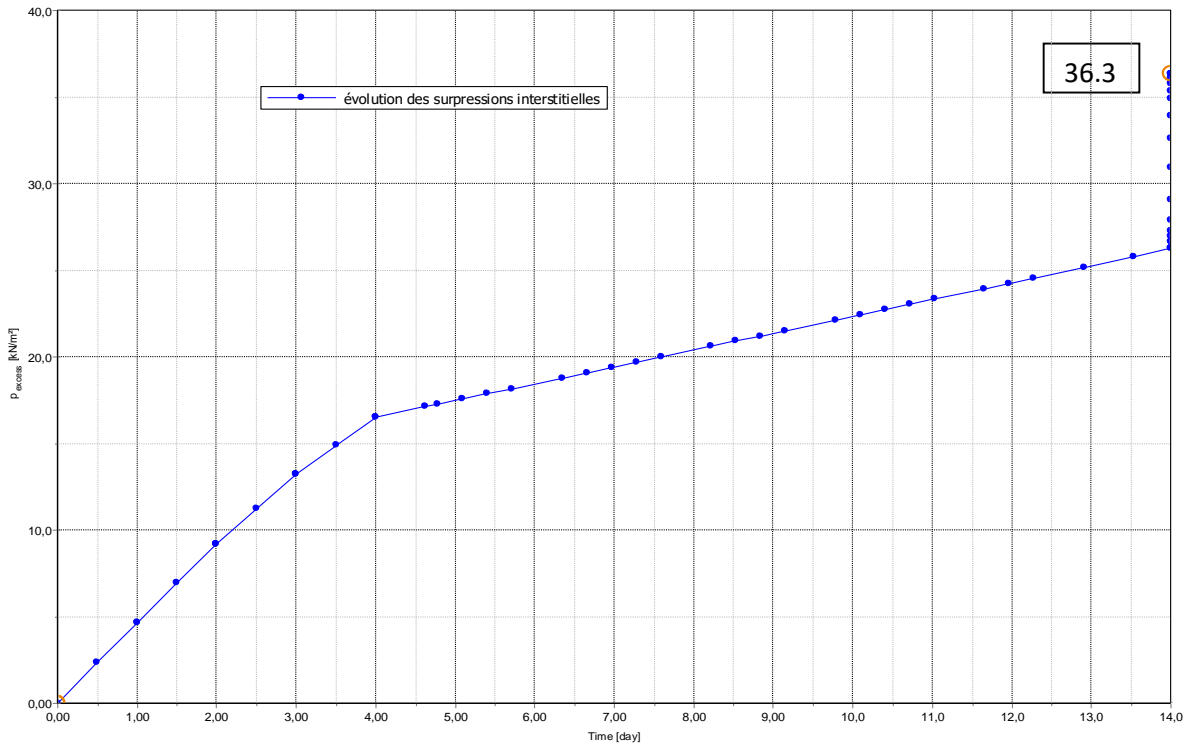


Figure III.11 : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps

## Conclusion partielle

Des résultats présentés dans cette première partie, on peut conclure sur la nécessité de l'analyse à long terme qui tient compte de la consolidation des sols pour réduire les risques d'instabilité ainsi que la dissipation des pressions interstitielles.

## III.7 Analyse du comportement du remblai à long terme (Les sols sont dans les conditions drainés)

### III.7.1 Phases de calcul

Comme dans la section précédente, le remblai routier est construit par étapes. De ce fait, la construction du modèle va se faire en plusieurs phases. Dans la première étape, les contraintes effectives initiales au repos dues au poids propre des sols de fondation sont générées au moyen de la procédure  $K_0$ . Pour la construction du remblai couche par couche, les phases suivantes ont été effectuées.

- Phase 1 : construction d'une couche de béton mousse de 0.6 m de hauteur pendant 1 jour.
- Phase 2 : une période est introduite pour permettre la dissipation de la pression interstitielle engendrée par l'application de la 1<sup>ère</sup> couche de béton mousse, la durée de cette période est fixée à 450 jours.
- Phase 3 : construction de la deuxième couche de béton mousse de 0.6 m de hauteur pendant 1 jour.
- Phase 4 : une période est introduite pour permettre la dissipation de la pression interstitielle engendrée par l'application de la 2<sup>ème</sup> couche de béton mousse, la durée de cette période est de 450 jours.
- Phase 5 : construction de la troisième couche de béton mousse de 0.6 m de hauteur pendant 1 jour.
- Phase 6 : une période est introduite pour permettre la dissipation de la pression interstitielle engendrée par l'application de la 3<sup>ème</sup> couche de béton mousse, la durée de cette période est de 450 jours.
- Phase 7 : construction de la quatrième couche de béton mousse de 0.6 m de hauteur pendant 1 jour.
- Phase 8 : une période est introduite pour permettre la dissipation de la pression interstitielle engendrée par l'application de la 4<sup>ème</sup> couche de béton mousse, la durée de cette période est de 500 jours.
- Phase 9 : construction de la dernière couche qui représente le remblai de terre de 0.6m de hauteur pendant 10 jours.
- Phase 10 : une période est introduite pour permettre la dissipation de la pression interstitielle engendrée par l'application de la dernière couche de béton mousse, la durée de cette période est de 650 jours.
- Phase 11 : application d'une surcharge de représentant la surcharge du trafic routier, introduction d'une période de 10 jours et d'effectuer un calcul plastique pour cette dernière phase.
- Phase 12 : une période est introduite pour permettre la dissipation de la pression interstitielle engendrée par l'application de la surcharge due à la surcharge du trafic, la durée de cette période est de 800 jours.

Durant les phases de consolidation, des conditions aux limites doivent être imposées durant les processus de calcul de manière à permettre la dissipation de la pression interstitielle.

### III.7.2 Etat des déplacements après construction du remblai

Sur les figures (III-12, III-13 et III-14) sont indiqués les tassements obtenus pour les phases comprenant la fin de construction, la fin de consolidation et après application d'une surcharge due au trafic le long du profil en travers du sol respectivement. On peut voir clairement que les tassements augmentent considérablement en fin de consolidation. Ce qui est dû à la dissipation de la pression interstitielle qui cause des tassements supplémentaires du sol.

Les résultats de calculs numériques nous renvoient un tassement de 49.28 cm en fin de construction, de 71.1 cm en fin de consolidation et atteint une valeur de 76.98 cm après application de la surcharge due au trafic.

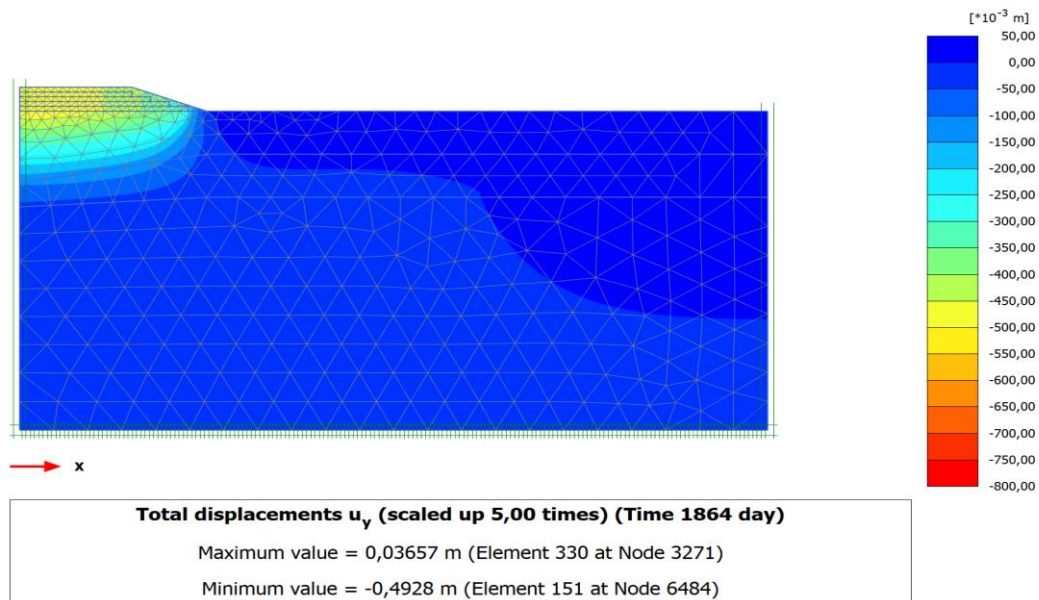
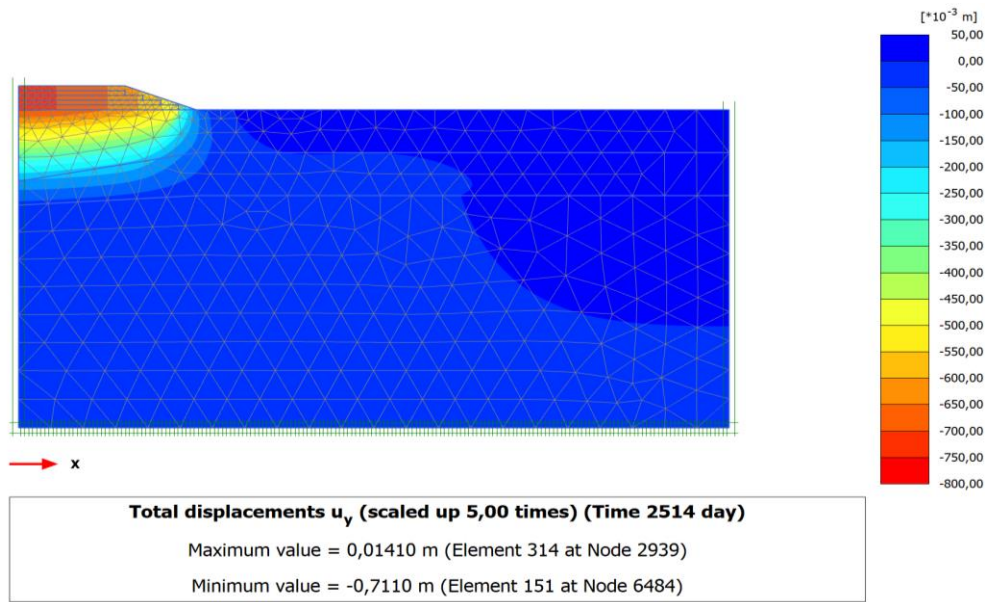
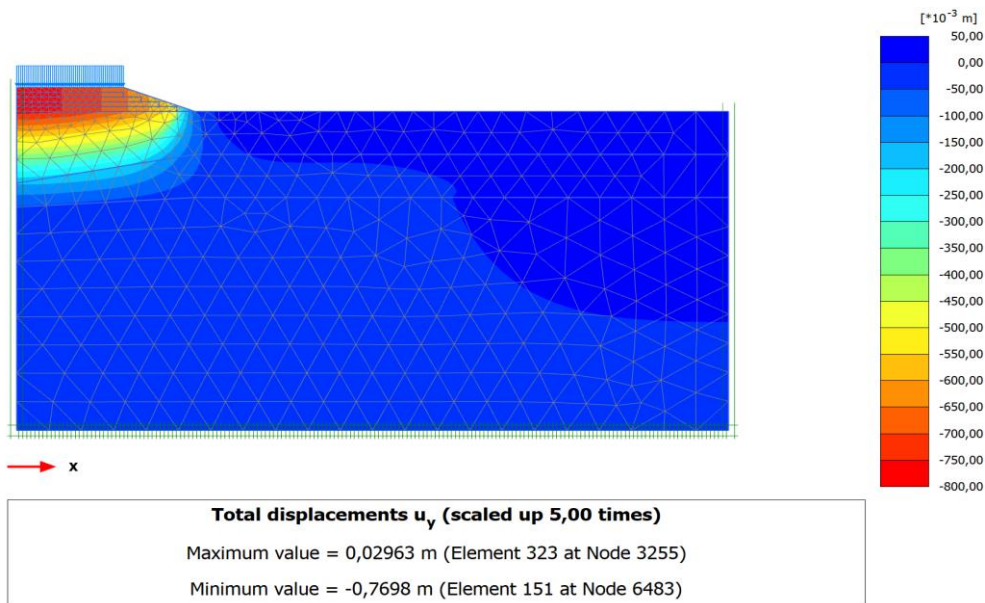


Figure III.12 : Déplacement vertical en fin de construction du remblai



**Figure III.13 :** Déplacement vertical en fin de la consolidation



**Figure III.14 :** Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

L'évolution du déplacement horizontal dans les sols est montrée sur les figures (III.15, III.16 et III.17). Ces déplacements se produisent dans les sols de fondation sous le pied du remblai. Les valeurs atteignent 17.52 cm en fin de construction du remblai (figure III.15) et 16.92 cm à la fin de la phase consolidation (figure III.16) et de 23.07 cm à l'application de la surcharge due au trafic (figure III.17).

On remarque que les déplacements horizontaux ont significativement baissés par rapport aux à l'étude à court terme.

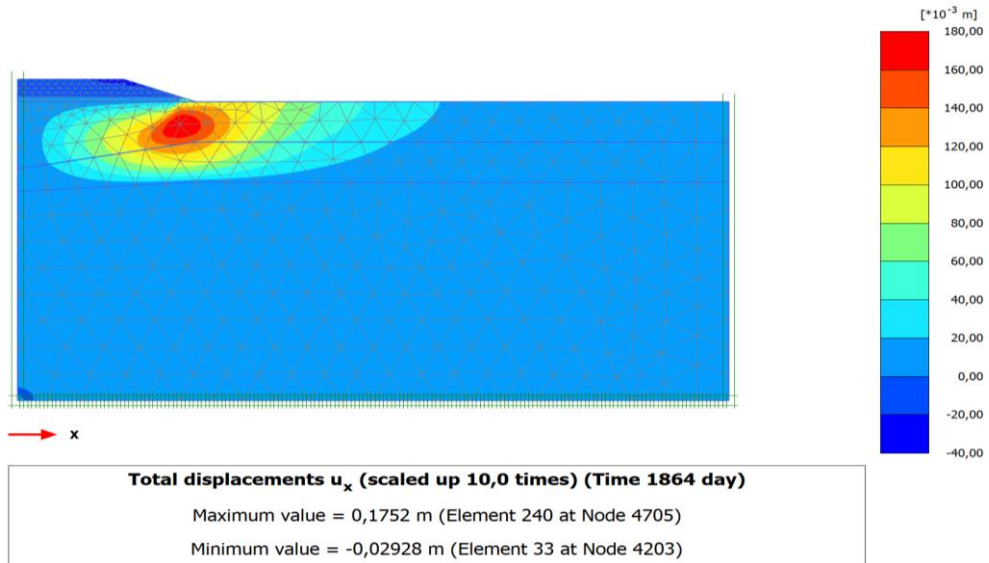


Figure III.15 : Déplacement horizontal en fin de construction du remblai

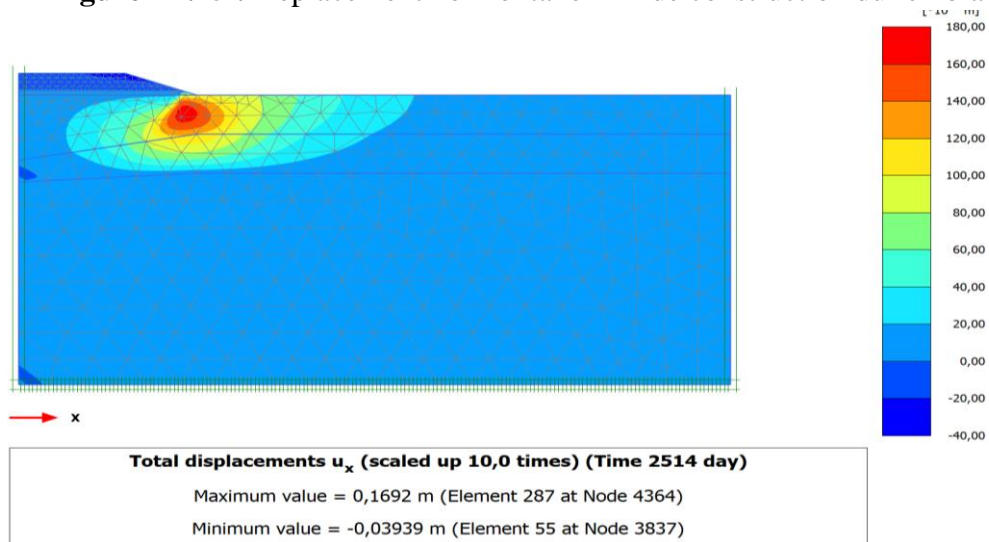


Figure III.17 : Déplacement horizontal fin de consolidation

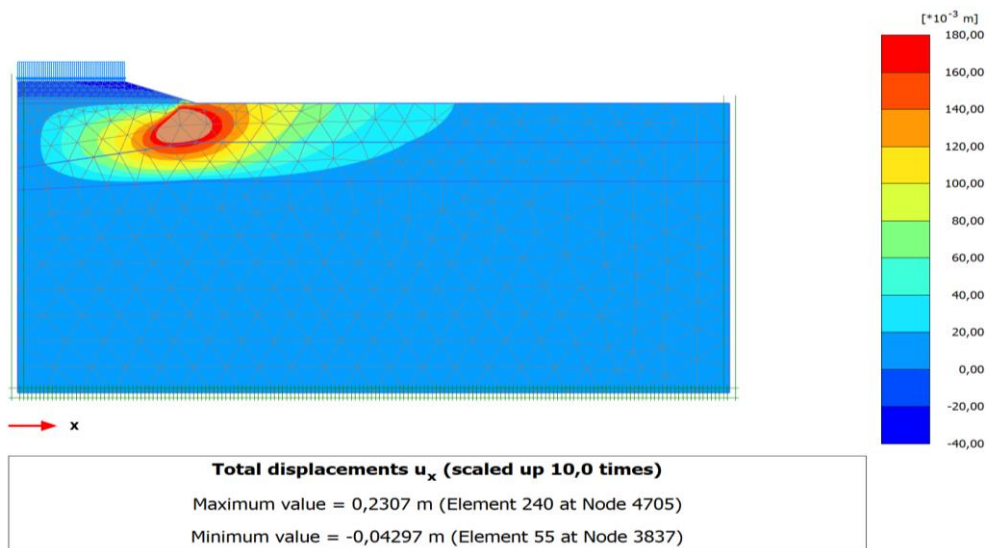


Figure III.16 : Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic

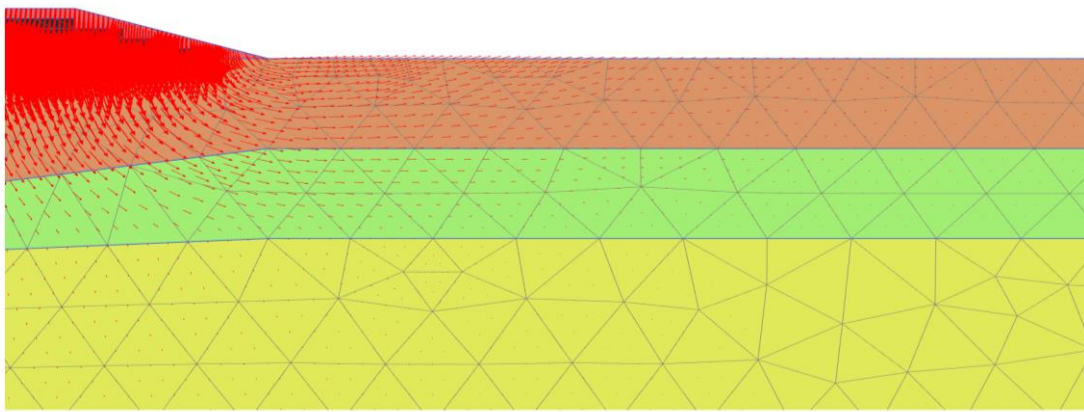
### III.7.3 Analyse de la stabilité du remblai

Les figures III-18a, III-18b et III-18c illustrent l'allure de rupture du sol pour les phases, fin de construction du remblai, fin de consolidation et après application de la surcharge due au trafic respectivement. Nous constatons un poinçonnement à la base du remblai et un léger refoulement à la surface de la couche de boue près du remblai.

Pour analyser la stabilité au glissement des sols du remblai, le facteur de sécurité est évalué. Sa valeur est estimée à 1.6 après l'application de la surcharge due au trafic (figure III.19).

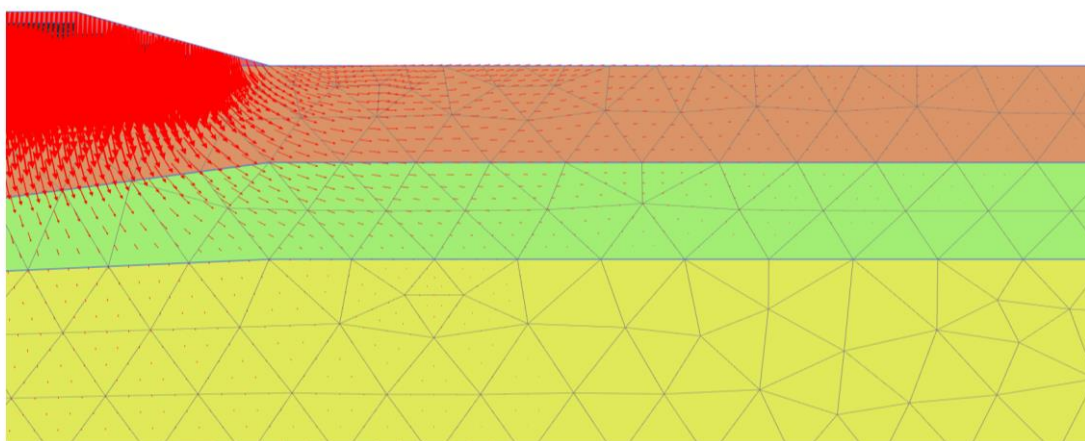
Les résultats obtenus montrent une stabilité au glissement satisfaisante des sols du remblai

a)



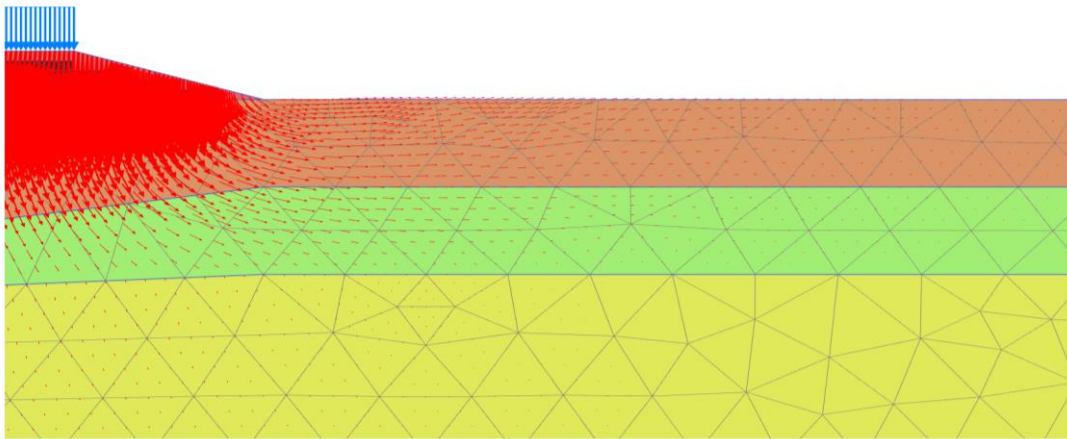
Fin de construction

b)



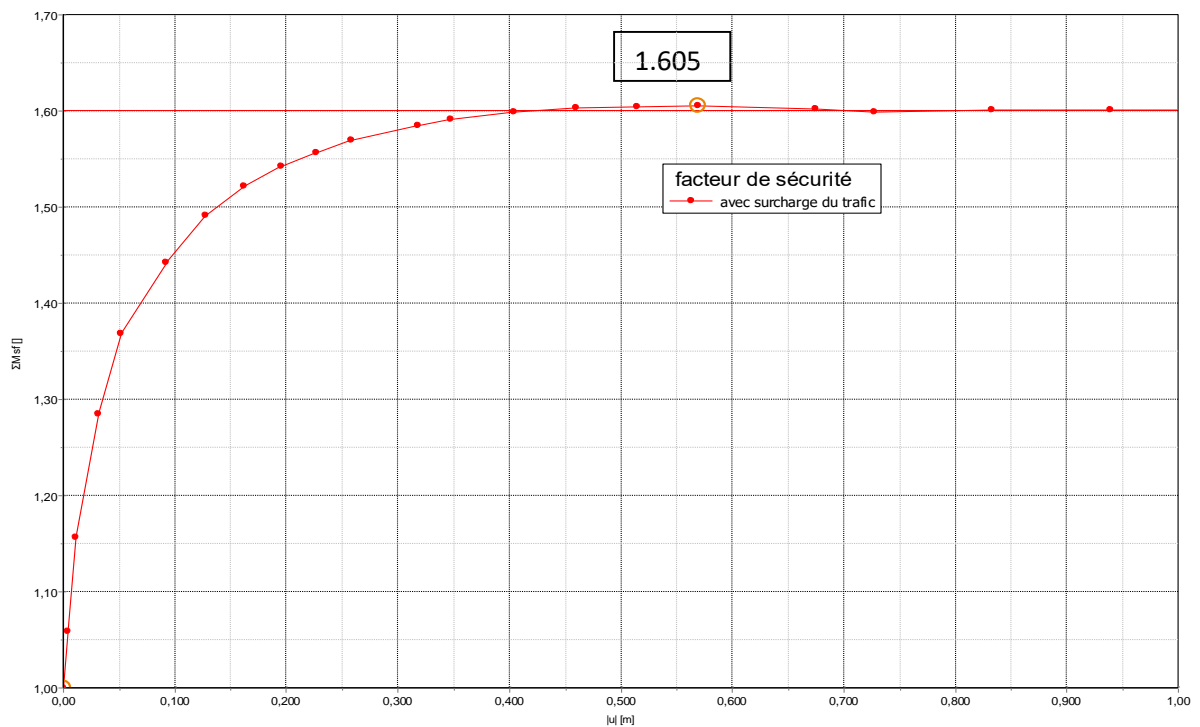
Fin de consolidation

c)



Après application de la surcharge due au trafic

**Figure III.18 :** Allure de rupture du sol après la construction du remblai

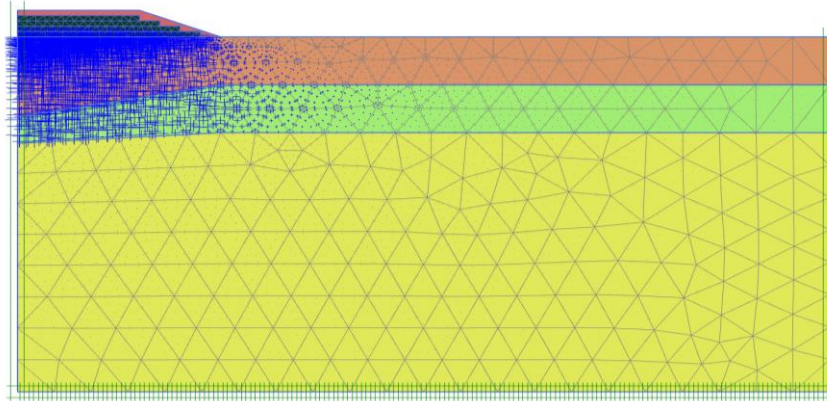


**Figure III.19 :** Facteur de sécurité

### III.7.4 Les surpressions interstitielles

La figure (III.20) illustre la surpression interstitielle qui subsiste après la fin de construction, après la consolidation et après application de la surcharge due au trafic respectivement. Il est à noter que les valeurs maximales se situent à la base du remblai avec une valeur qui reste inférieure à 22 kPa.

a)

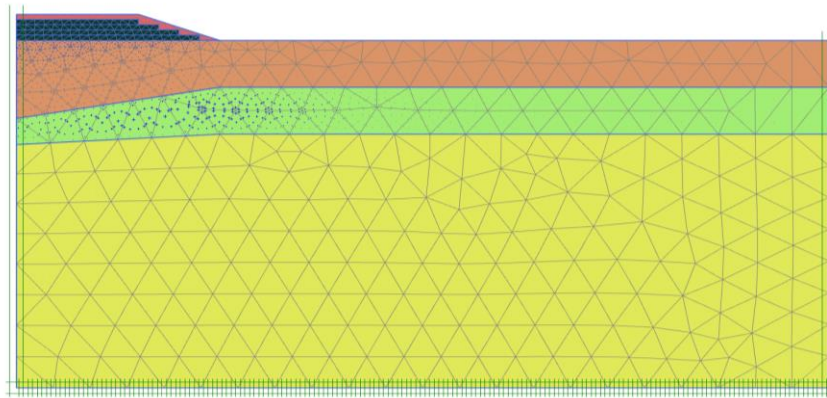


**Excess pore pressures  $p_{\text{excess}}$  (scaled up 0,200 times) (Pressure = negative) (Time 1864 day)**

Maximum value =  $-7,804 \cdot 10^{-6}$  kN/m<sup>2</sup> (Element 465 at Stress point 5570)

Minimum value = -14,47 kN/m<sup>2</sup> (Element 455 at Stress point 5450)

b)

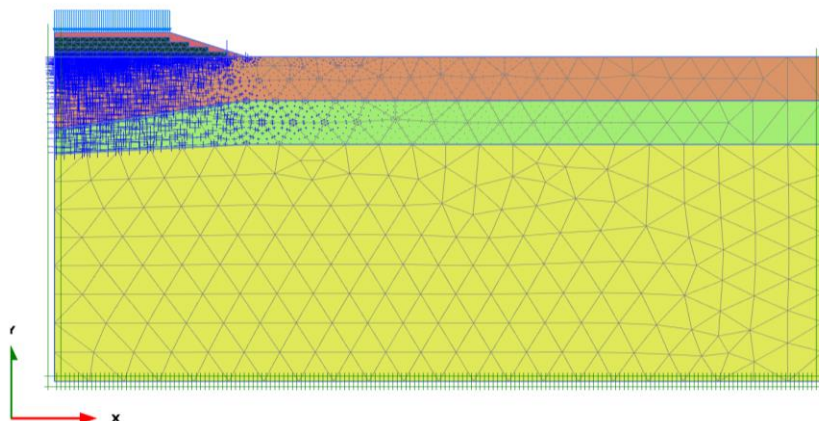


**Excess pore pressures  $p_{\text{excess}}$  (scaled up 0,200 times) (Pressure = negative) (Time 2514 day)**

Maximum value =  $0,08884 \cdot 10^{-3}$  kN/m<sup>2</sup> (Element 378 at Stress point 4525)

Minimum value = -1,858 kN/m<sup>2</sup> (Element 431 at Stress point 5164)

c)



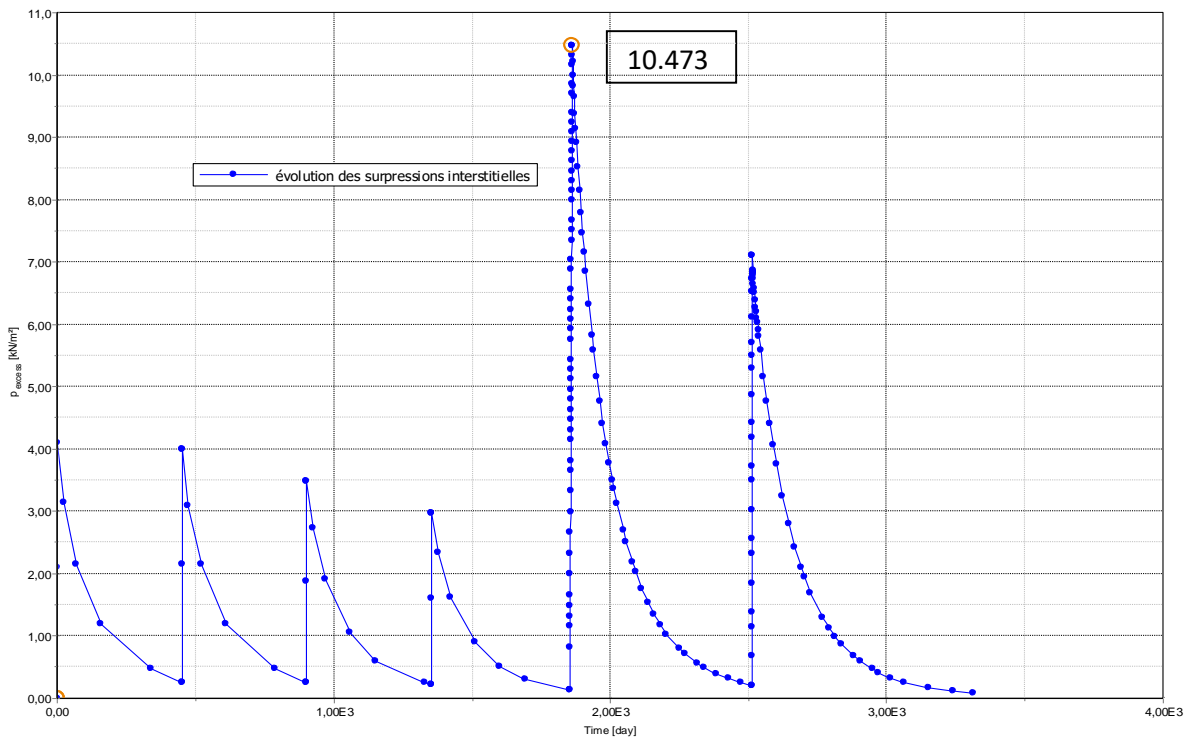
**Excess pore pressures  $p_{\text{excess}}$  (scaled up 0,200 times) (Pressure = negative)**

Maximum value = 6,189 kN/m<sup>2</sup> (Element 336 at Stress point 4023)

Minimum value = -21,32 kN/m<sup>2</sup> (Element 350 at Stress point 4189)

**Figure III.20 :** Evolution des surpressions interstitielles (a) en fin de construction du remblai, (b) en fin de consolidation, (c) après application de la surcharge due au trafic

Le développement de la surpression interstitielle avec le temps sous le remblai est montré en figure (III-21). Cette figure montre clairement les douze phases de calcul. Durant les phases de construction, la surpression interstitielle augmente en très peu de temps alors que durant les périodes de consolidation, la diminution de cette surpression interstitielle nécessite beaucoup plus de temps. De cette courbe, on peut constater que plus de 3000 jours sont nécessaires pour atteindre la consolidation complète pour les sols de fondation. Il est à noter cette phase nécessite des années en raison de la faible perméabilité de ces sols.



calculs se feront par phases tel que décrit précédemment. La seule différence est que cette fois la durée totale de la construction du remblai sera de 24 jours pour l'analyse à court terme.

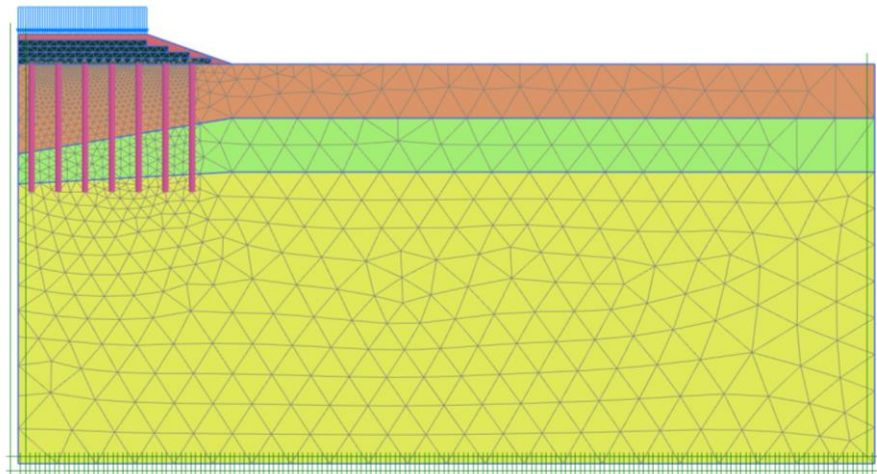


Figure III.22 : Modèle numérique du remblai sur pieux

### III.8.1 Analyse à court terme du comportement du remblai supporté par des pieux

#### III.8.1.1 Etat des déplacements après construction du remblai sur pieux

Les figures (III.23, III.24) montrent l'effet de renforcement des pieux sur la capacité portante des sols supports après la construction du remblai et après l'application de la surcharge due au trafic. Une réduction importante des affaissements est à souligner. Les valeurs des tassements restent inférieures à 9 cm. Concernant les déplacements horizontaux, ils ne dépassent pas les 4 cm tel que montré sur les figures (III-25, III-26).

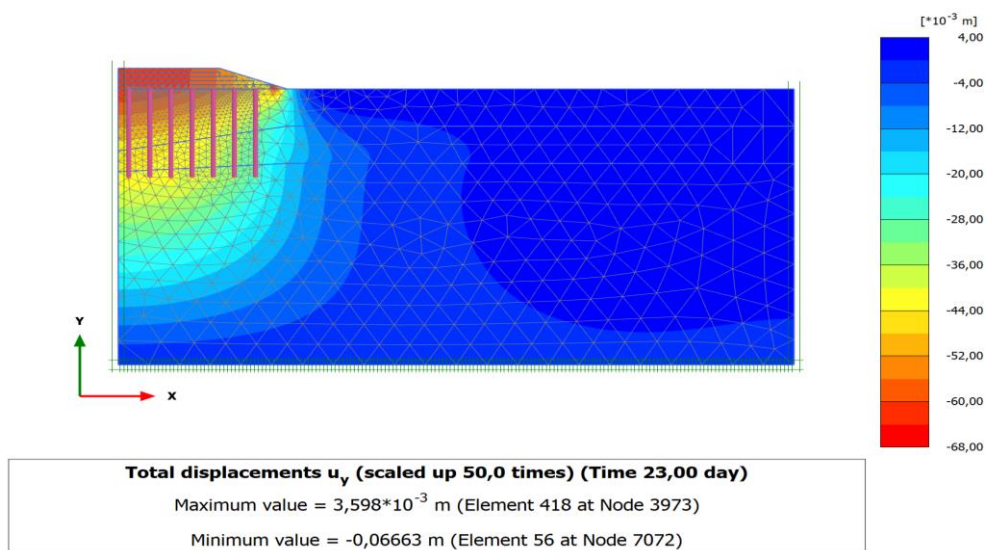


Figure III.23 : Déplacement vertical en fin de construction du remblai

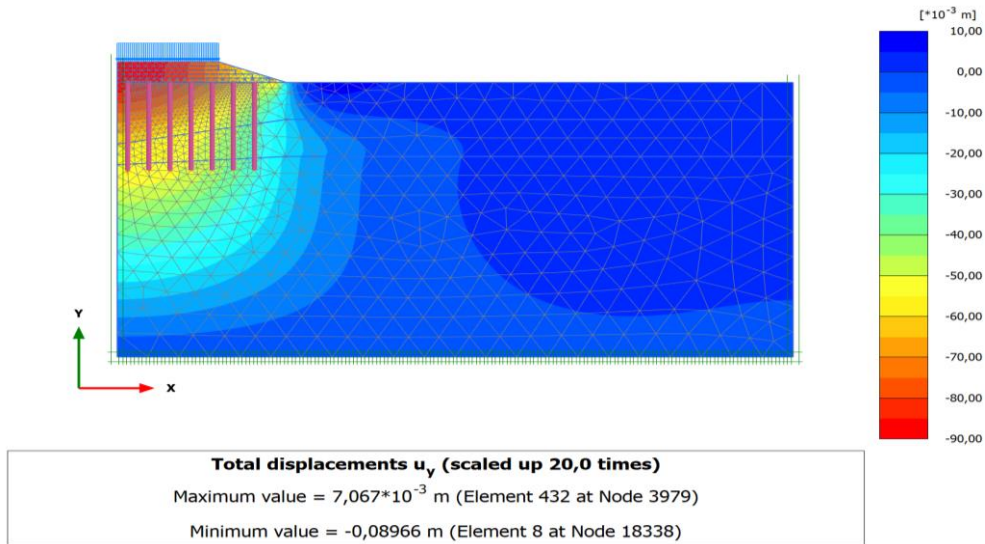


Figure III.24 : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

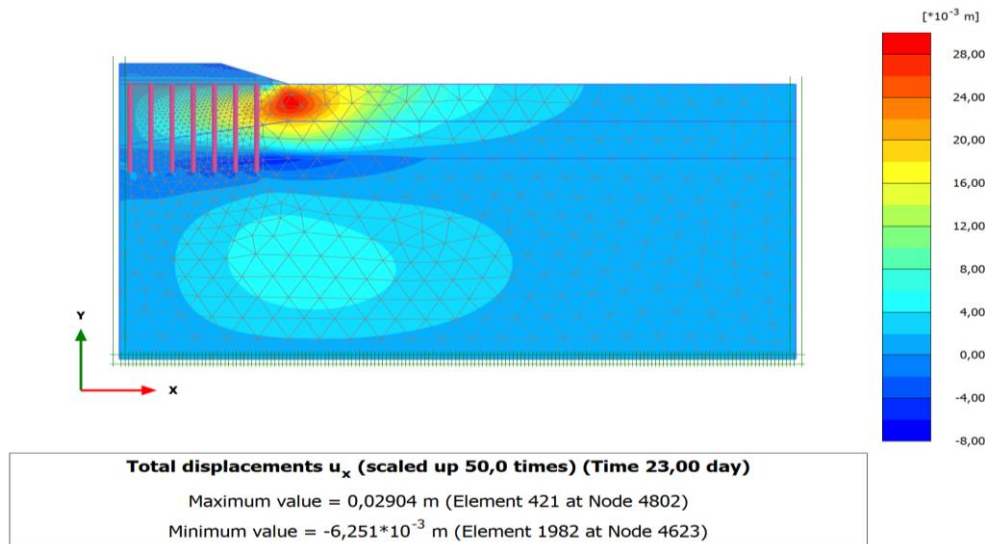


Figure III.26 : Déplacement horizontal en fin de construction du remblai

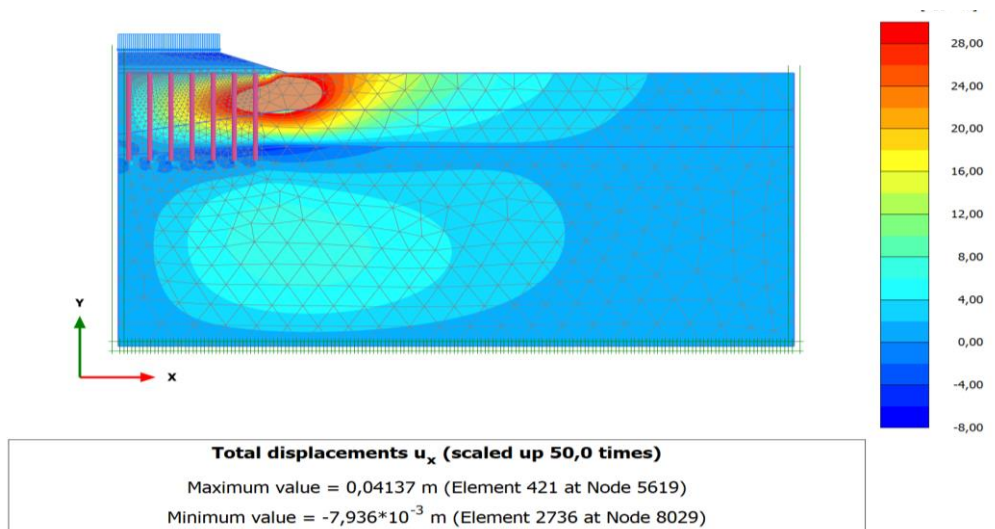


Figure III.25 : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

### III.8.1.3 Analyse de la stabilité au glissement du remblai

La figure (III.27) montre l'effet du renforcement par pieux sur la stabilité au glissement du remblai. On note une augmentation significative du facteur de sécurité dont la valeur est estimée à 2.842 durant la phase finale correspondant à l'application de la surcharge due au trafic.

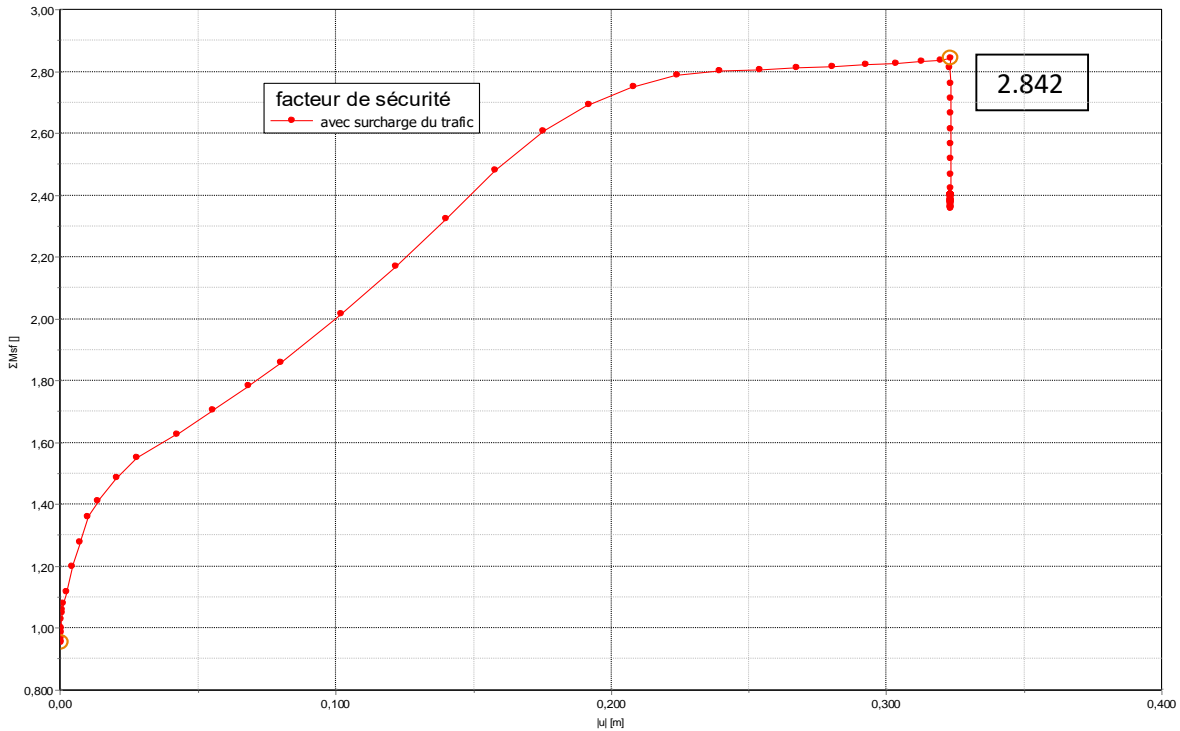
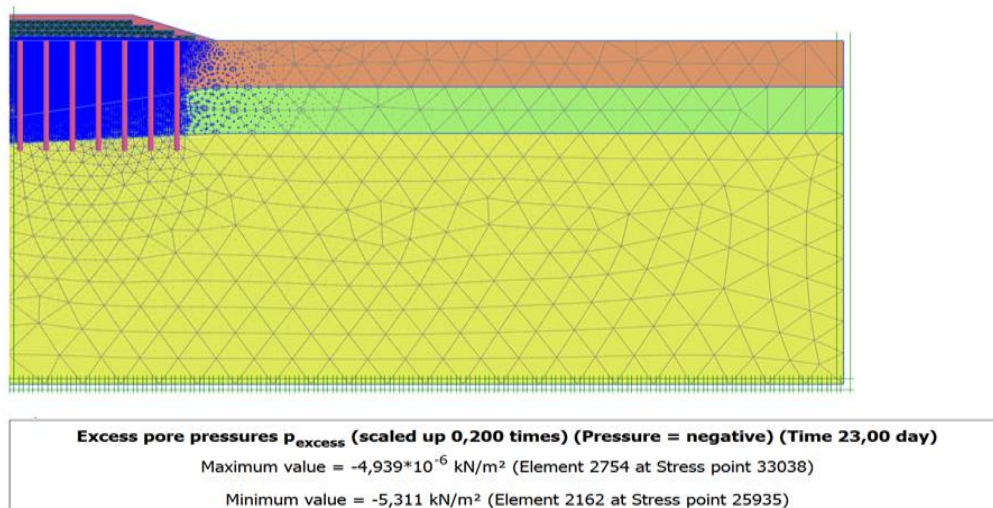


Figure III.27: Facteur de sécurité

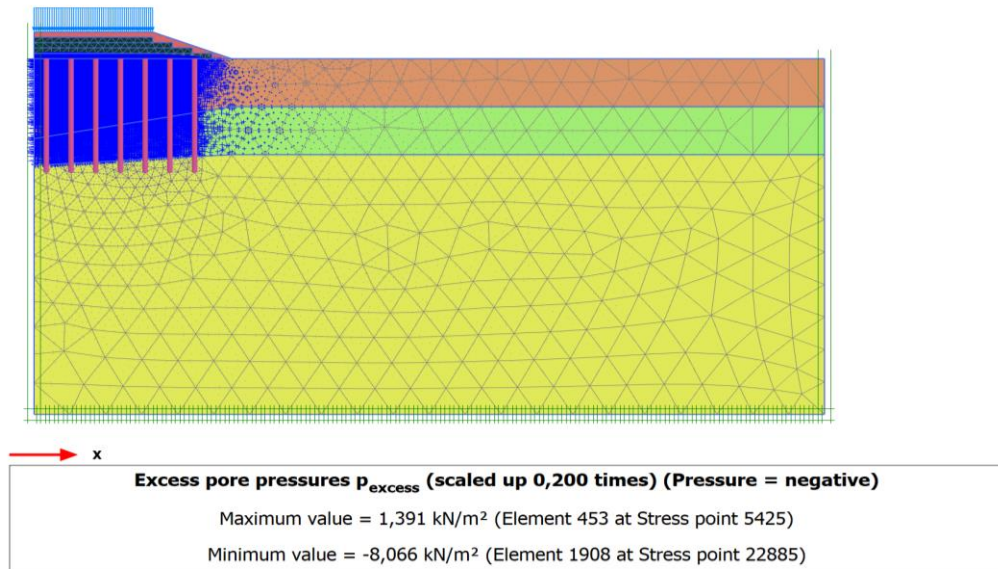
### III.8.1.4 Les surpressions interstitielles

Les figures (III.28a, III.28b) montrent l'évolution des surpressions interstitielles. Les résultats obtenus montrent une diminution importante avec une valeur qui ne dépasse pas 8 kPa.

a)

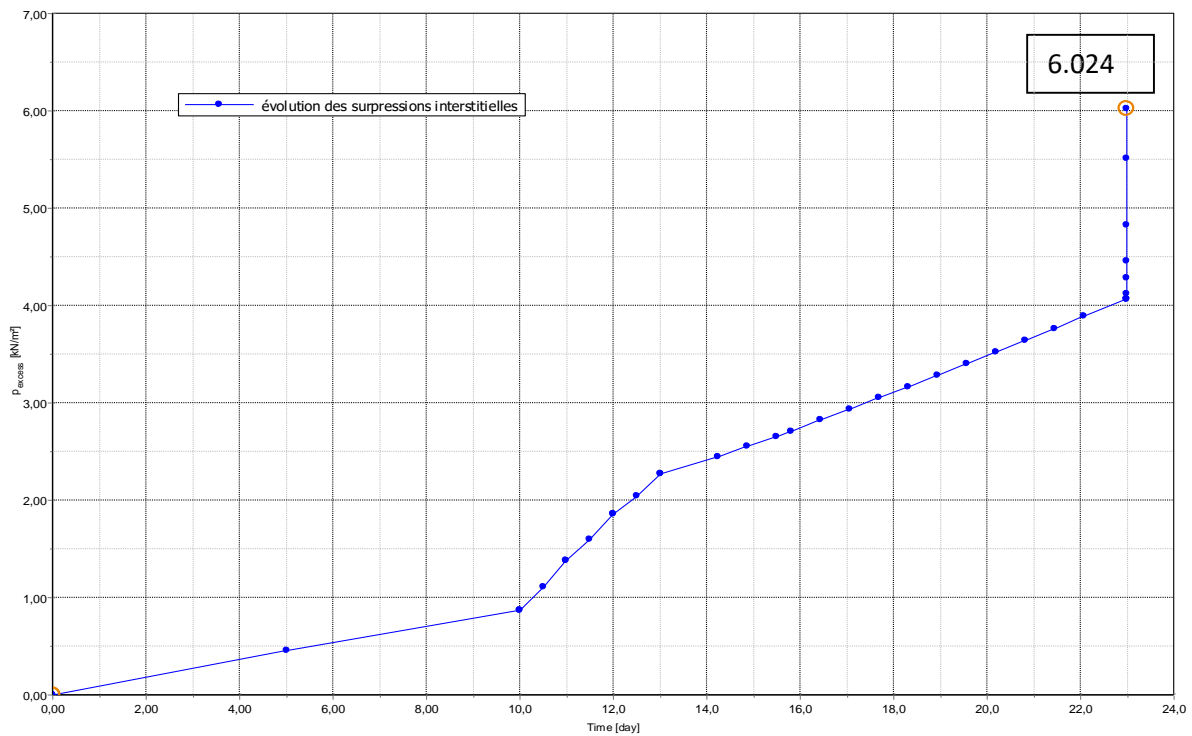


b)



**Figure III.28:** Evolution des surpressions interstitielles a) en fin de construction du remblai  
b) après application de la surcharge due au trafic

L'évolution des surpressions interstitielles dans le temps sous le remblai supporté par les pieux est représentée sur figure (III.29). Le diagramme montre les phases de constructions du remblai. Du fait que les couches de remblai sont pratiquement supportées par les pieux, la valeur des surpressions inertielles dans les sols de fondation sont considérablement réduites et ne dépassant pas 6.024 kPa.

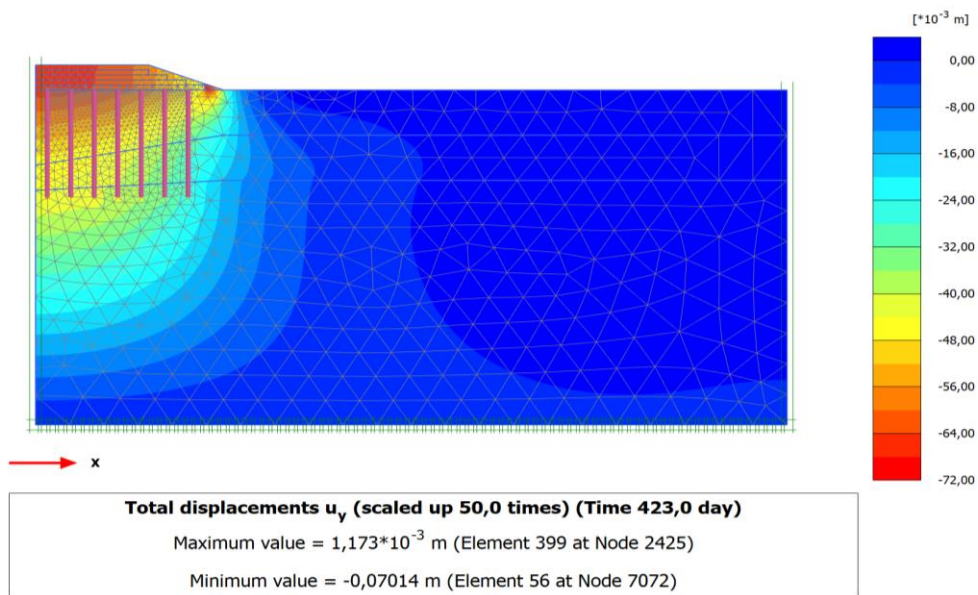


**Figure III.29 :** Evolution des surpressions interstitielles en fonction du temps

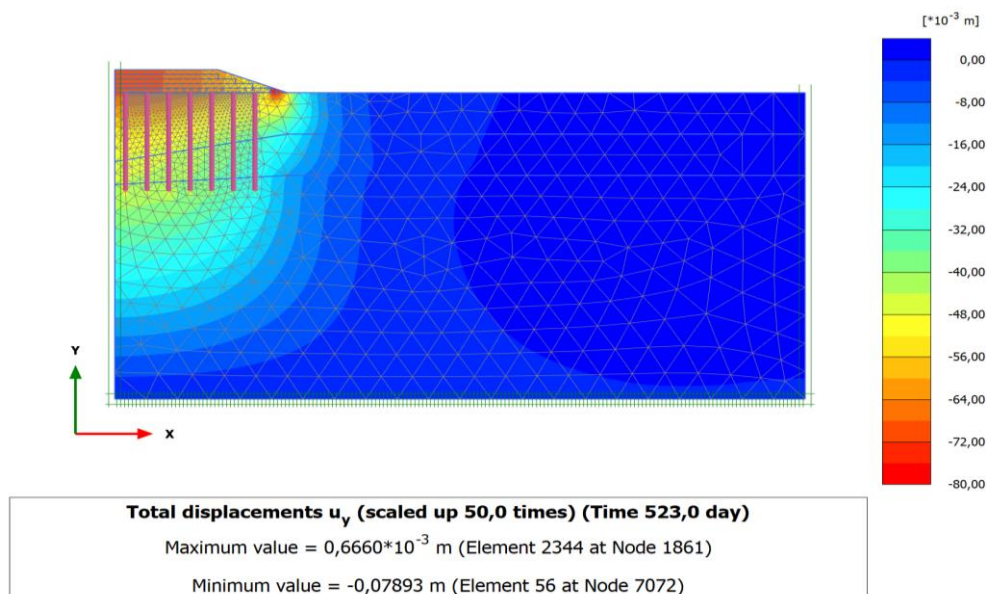
## I.8.2 Analyse du comportement à long terme du remblai supporté par des pieux

### III.9.2.1 Etats des déplacements

Sur les figures (III.30) (III.31) (III.32) sont montrés les tassements des sols obtenus à la fin de la construction, à la fin de la consolidation et après application d'une surcharge due au trafic respectivement. Nous remarquons que ces tassements ne dépassent pas les 9.5 cm. Les déplacements horizontaux quant à eux n'atteignent même pas les 2 cm (voir figures (III.33) (III.34) (III.35))



**Figure III.30:** Déplacement vertical en fin de construction du remblai



**Figure III.31:** Déplacement vertical en fin de consolidation

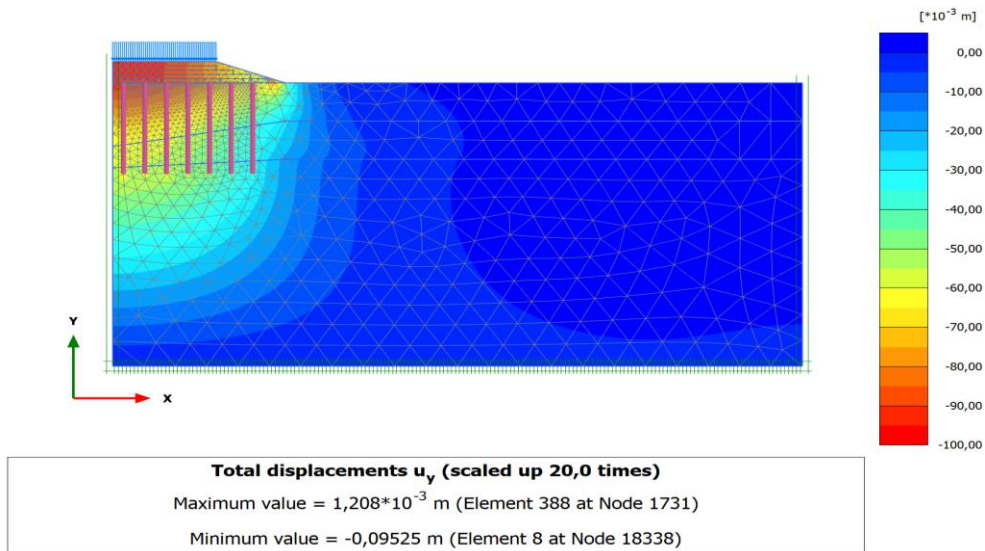


Figure III.32: Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

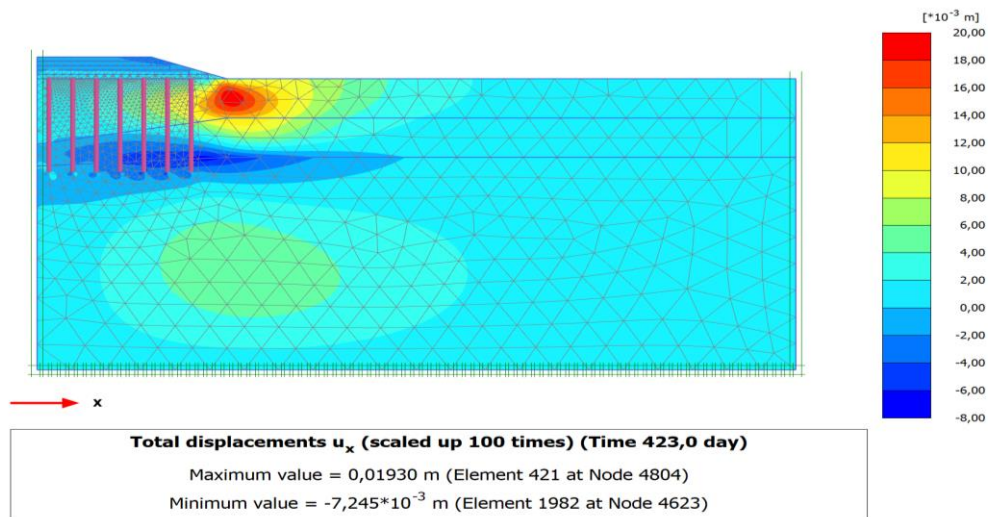


Figure III.33: Déplacement horizontal en fin de construction du remblai

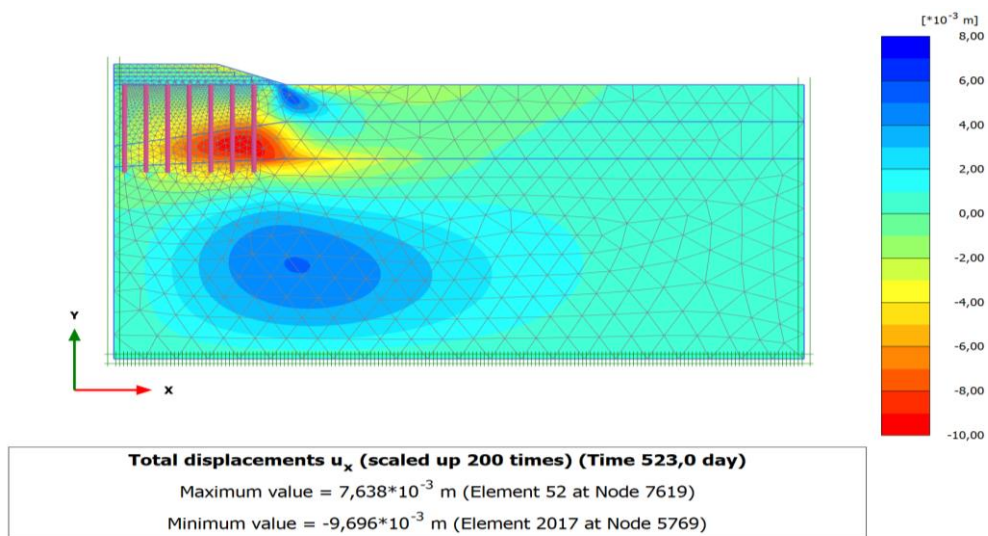
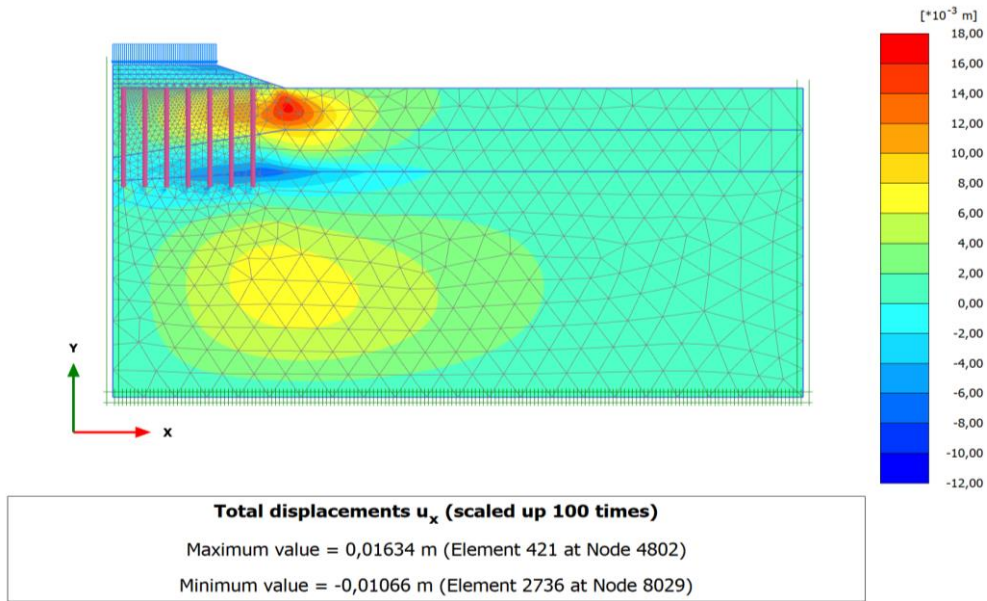


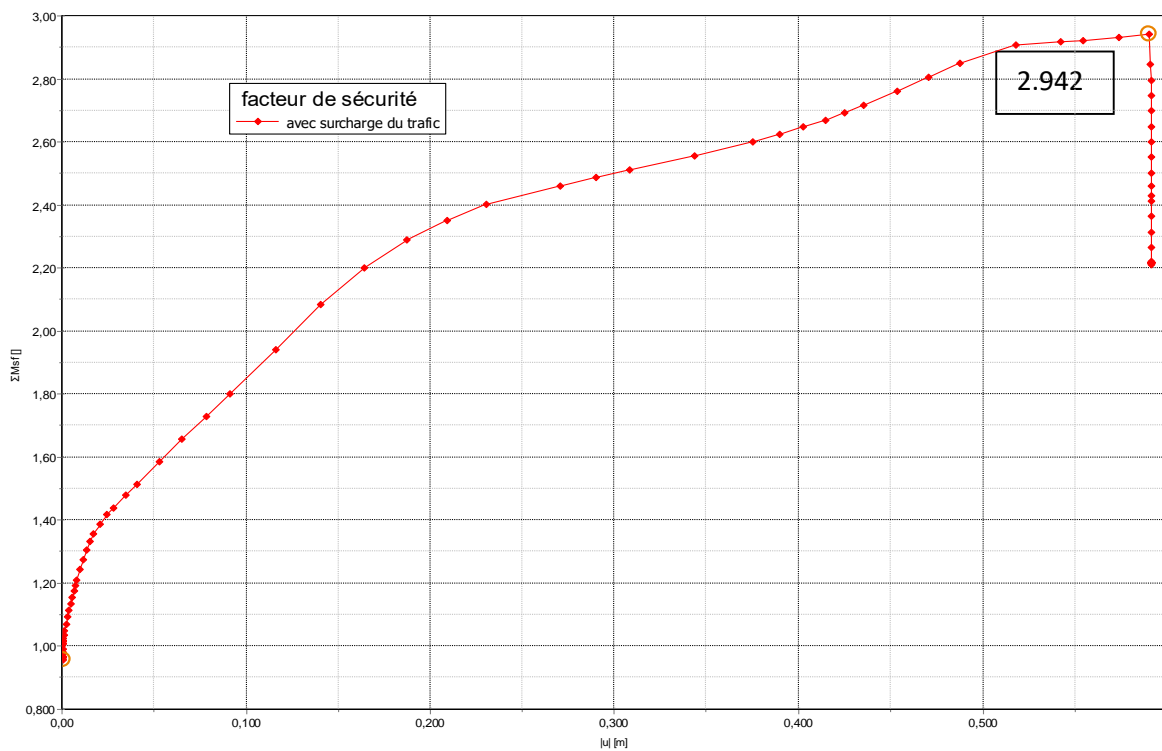
Figure III.34: Déplacement horizontal en fin de consolidation



**Figure III.35:** Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic

### III.8.2.2 Analyse de stabilité au glissement du remblai

Le facteur de sécurité obtenu après l'application de la surcharge due au trafic est estimé à 2.942 (figure III.36). Aucun risque de glissement n'est à relever.

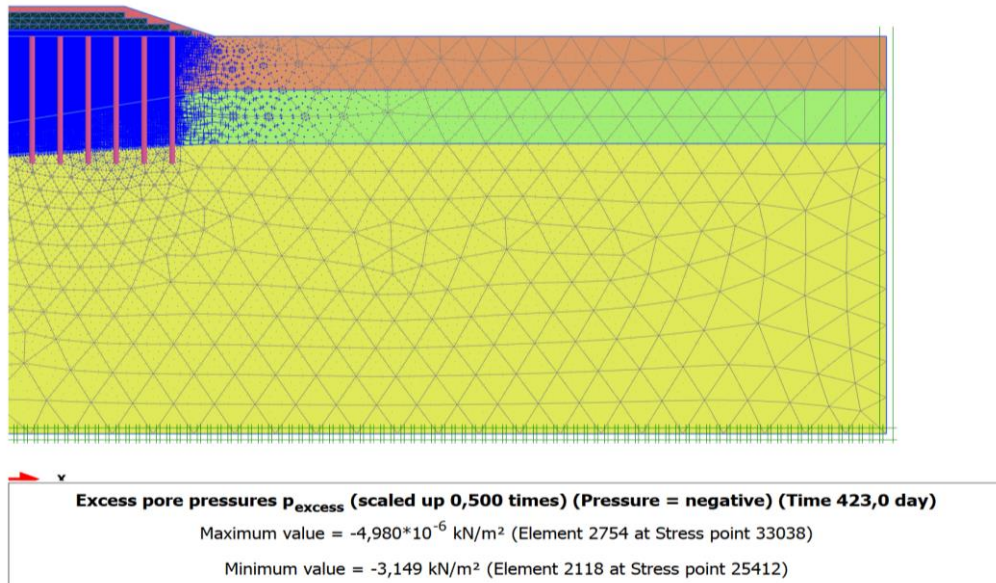


**Figure III.36:** facteur de sécurité

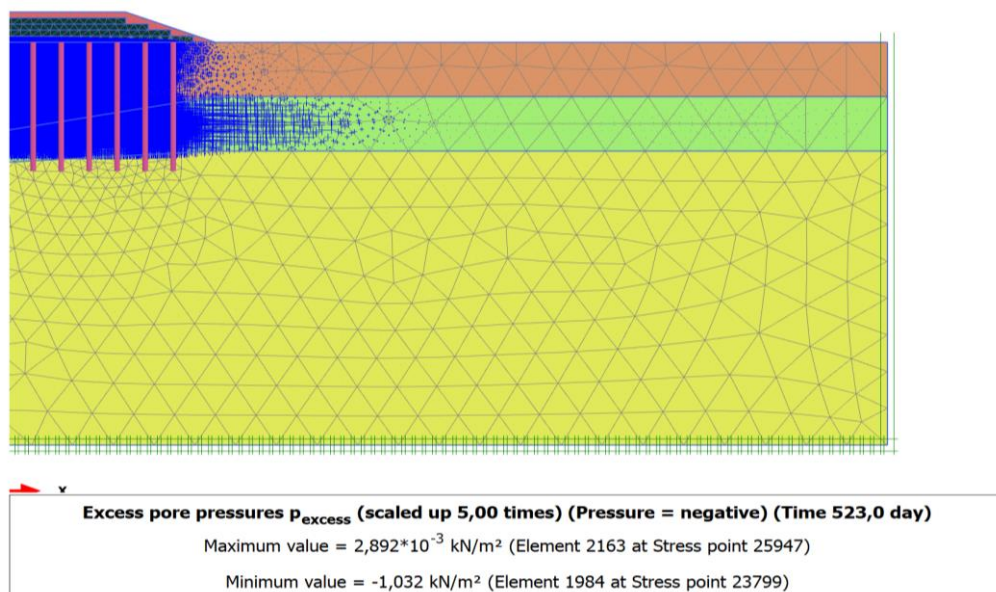
### III.8.2.3 Surpressions interstitielles

Les surpressions interstitielles maximales se situent sous la base du remblai. Avec le renforcement adopté, les valeurs correspondent à 3 kPa pour la phase de fin de construction (figure III-37a), à 1 kPa pour la phase de fin de consolidation (figures III-37b) et à 3 kPa après application de la surcharge due au trafic (figure III-37c).

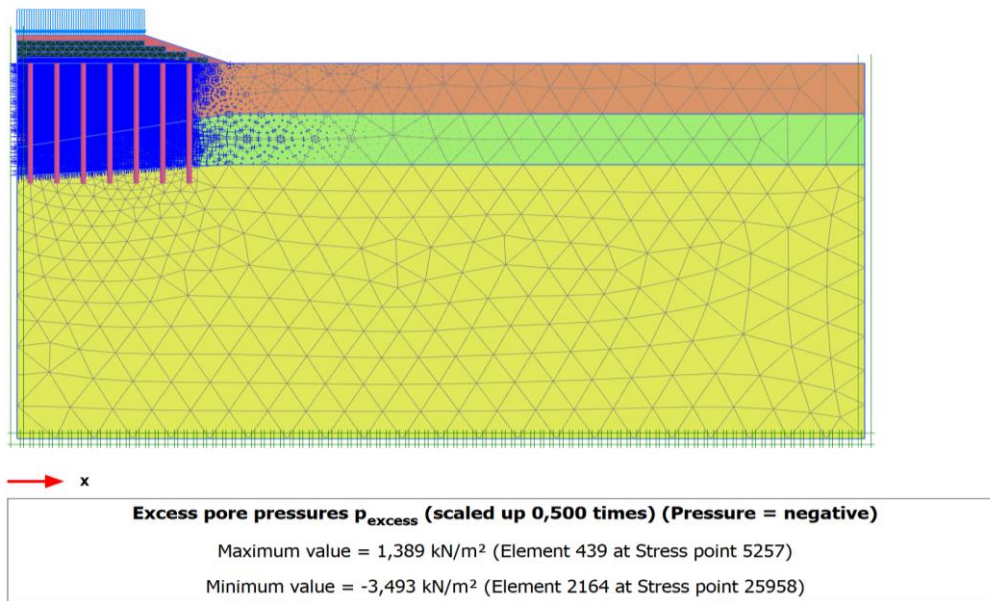
a)



b)

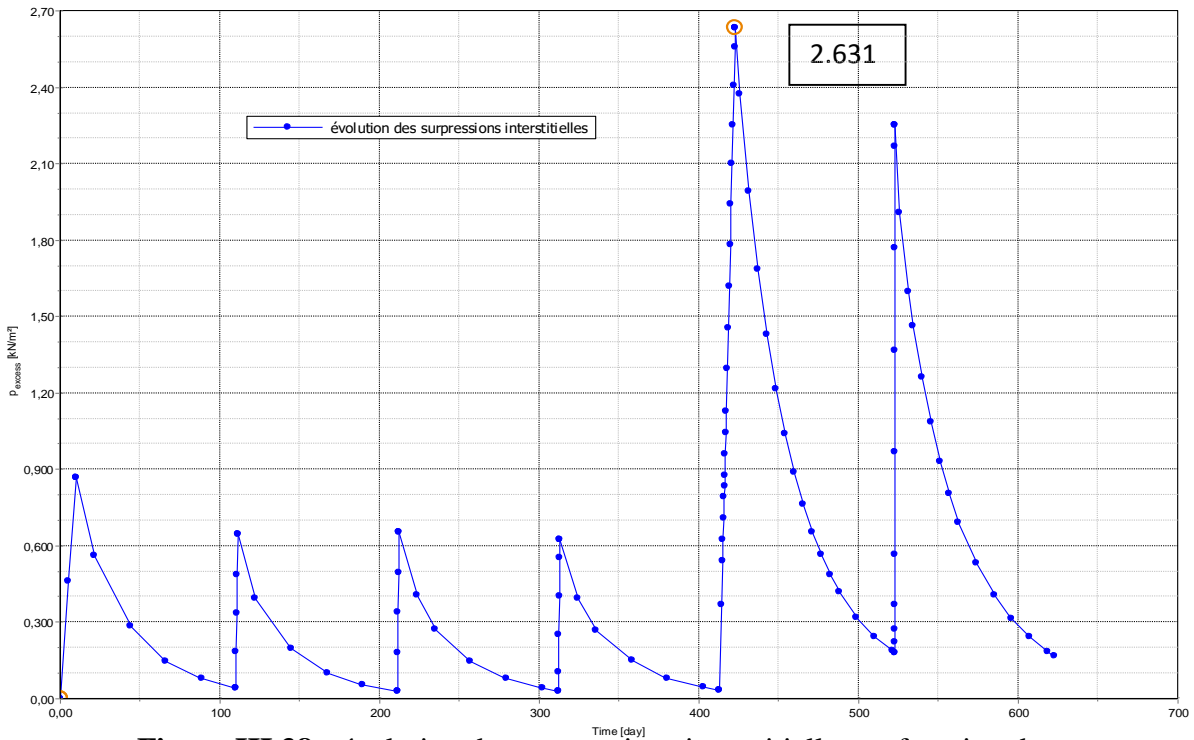


c)



**Figure III.37:** les surpressions interstitielles : a) en fin de construction du remblai, b) en fin de consolidation, c) avec surcharge due au trafic.

La figure (III.38) montre l'évolution des surpressions interstitielles en fonction du temps, comportant les 12 phases de calcul citées précédemment. Une durée de 100 jours introduite pour chacune des phases de consolidation. On distingue les phases de construction par l'augmentation des surpressions interstitielles en peu de temps mais ne dépassant pas la valeur de 2.63 kPa. Cependant, pendant les périodes de consolidation ces surpressions diminuent de façon considérable se rapprochant de 0 kPa. De ces résultats, on conclut que la présence des pieux et les phases de consolidations ont permis une diminution remarquable des surpressions interstitielles dans les sols de fondation.



**Figure III.38** : évolution des surpressions interstitielles en fonction du temps

### III.9 Récapitulatif des résultats de l'analyse numérique

Les résultats des simulations numériques faites dans cette étude sont résumés dans les tableaux (III.3) et (III.4) représentant respectivement l'analyse de la stabilité à court terme et l'analyse de la stabilité à long terme.

**Tableau III. 3** : Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse numérique à court terme

Phase de calcul	Déplacement vertical $U_y$ (cm)	Déplacement horizontal $U_x$ (cm)	Coefficient de sécurité $F_s$	Surpression interstitielle ( $KN/m^2$ )
Fin de construction (sans renforcement)	20.89	23.22	-	29.67
Avec surcharge du remblai (sans renforcement)	31.77	47.78	1.04	43.4
Fin de construction après renforcement avec pieux	6.6	2.9	-	5.31
Avec surcharge du remblai (après renforcement avec pieux)	8.9	4.0	2.387	8

**Tableau III. 4 :** Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse numérique à long terme

Phase de calcul	Déplacement vertical $U_y$ (cm)	Déplacement horizontal $U_x$ (cm)	Coefficient de sécurité F	Surpression interstitielle (KN/m <sup>2</sup> )
Fin de construction (sans renforcement)	49.28	17.52	-	14.47
Fin de consolidation (sans renforcement)	71.10	16.92	-	1.85
Avec surcharge du remblai (après consolidation et sans renforcement)	76.98	23.07	1.603	21.32
Fin de construction après renforcement avec pieux	7.014	1.93	-	3
Fin de consolidation après renforcement avec pieux	7.893	0.7638	-	1
Avec surcharge du remblai (après consolidation et renforcement avec pieux)	9.525	1.634	2.942	3

L'analyse réalisée avec et sans renforcement des sols sous le remblai a permis d'aboutir aux résultats suivants :

A court terme :

- Le renforcement par des pieux porteurs conduits à la diminution des déplacements verticaux de 68.4 % pour la phase de fin de construction, et de 71.98 % pour la phase avec surcharge due au trafic.
- Le renforcement par des pieux porteurs conduits à la diminution des déplacements horizontaux de 87.51 % pour la phase de fin de construction, et de 91.62 % pour la phase avec charge du trafic.
- Le facteur de sécurité après la mise en place des pieux à l'application de la surcharge due au trafic est amélioré de 129 %.
- Les surpressions interstitielles maximales qui ont été générées ont diminué de 82.1% pour la phase de fin de construction et de 81.57 % pour la phase avec application de la surcharge due au trafic.

A long terme :

- Le renforcement par des pieux porteurs conduits à la diminution des déplacements verticaux de 85.77 % pour la phase fin de construction, de 88.89 % pour la phase fin de consolidation et de 87.62% pour la phase avec charge du trafic.

- Le renforcement par des pieux porteurs conduits à la diminution des déplacements horizontaux de 88.98 % pour la phase fin de construction, de 95.5 % pour la phase fin de consolidation et de 92.92 % pour la phase avec charge du trafic.
- facteur de sécurité après la mise en place des pieux à l'application de la surcharge du trafic est amélioré de 84 %.
- Les surpressions interstitielles maximales qui ont été générées ont diminuées de 79.26% pour la phase fin de construction et de 46 % pour la phase fin de consolidation et sous l'axe du remblai de 86 % pour la phase avec application de la charge du trafic.

### III.10 Conclusions

Le travail présenté dans cette partie a porté sur l'étude numérique bidimensionnelle par éléments finis du rôle des pieux dans la réduction des mouvements de sol d'un remblai autoroutier érigé sur un horizon compressible.

La modélisation numérique mise en œuvre permet de représenter la réduction et l'homogénéisation des tassements produit par le phénomène de report de la charge sur des pieux. Les résultats de la simulation sont comme suit :

- Le sol en assise du remblai est soumis à des mouvements verticaux et horizontaux.
- La consolidation des sols de fondation a permis d'augmenter sa résistance au cisaillement d'où une amélioration du facteur de sécurité, celle-ci permet aussi la diminution des surpressions interstitielles dans ces sols.
- Le renforcement par inclusions a permis de réduire les déplacements verticaux et horizontaux en base du remblai, ce qui contribue à l'amélioration de sa stabilité.
- Le renforcement par inclusions a permis de réduire les déplacements en dehors de l'emprise du remblai, ce qui permet de limiter les éventuels dommages aux structures voisines.
- Le renforcement par inclusions a permis d'améliorer les facteurs de sécurité.
- Les déformations horizontales maximales ont été produites sous le pied de remblai.

Les pieux ont apporté une stabilité intéressante au tronçon étudié, l'amélioration des facteurs de sécurité est remarquable ainsi qu'une diminution des déplacements du sol très satisfaisante.

## Chapitre IV :

# Analyse de la Stabilité du Remblai en Utilisant d'autres Méthodes de Renforcement

### IV.1 Introduction

L'objet de cette partie est l'analyse de la stabilité du remblai déjà traité dans le chapitre précédent en utilisant d'autres méthodes de renforcement. Le modèle numérique déjà construit est exploité dans cette partie avec les mêmes conditions aux limites et conditions initiales.

De même, dans ces simulations nous nous intéresserons aux déplacements des sols en place en fin de construction, en fin de consolidation ainsi qu'après application de la surcharge due au trafic routier. La stabilité au glissement du remblai est estimée à travers la valeur du coefficient de sécurité, évalué en fonction de la méthode de renforcement adoptée.

### IV.2 Analyse du remblai sur une nappe géogridde

Le premier renforcement adopté pour cette simulation est le renforcement par nappe géo-grille situé directement sous le remblai (figure IV.1). Etant donné que les géo-synthétiques ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression, la seule propriété des géosynthétiques est donc la rigidité axiale élastique  $EA$  fournie par le fabricant des produits. Pour la présente étude, on a opté pour une rigidité axiale de  $EA= 340 \text{ kN/m}$ .

La nappe géo-grille a été modélisée en utilisant les éléments au comportement élastique linéaire.

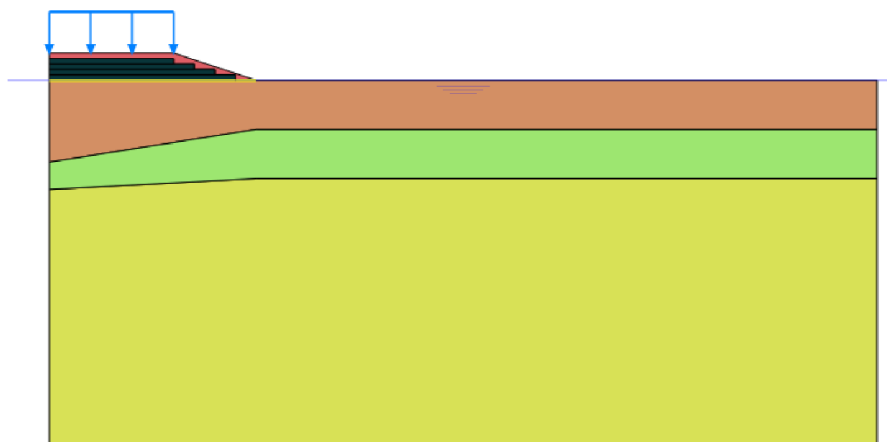


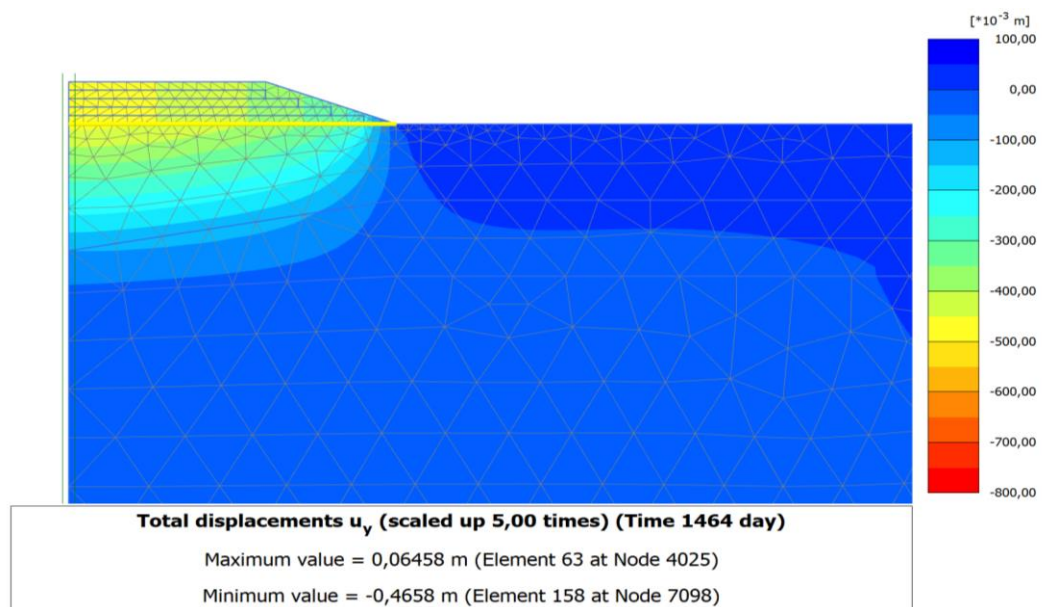
Figure IV. 1 : Géométrie du problème renforcé avec géogridde

Les calculs sont faits en 12 phases décrites dans le chapitre précédent lors de la modélisation du remblai sans renforcement à long terme. Les résultats de simulation sont les suivants :

### IV.2.1 Etat des déplacements

Les figures (IV.2, IV.3, IV.4) présentent respectivement les déplacements verticaux à la base du remblai en fin de construction, fin de consolidation et après application de la surcharge due au trafic. Il est à noter que la méthode de renforcement par géo-grille ne constitue pas une bonne solution pour le remblai étudié. Des tassements importants sont enregistrés. Ils atteignent une valeur de 46.58 cm en fin de construction, 70.64 cm à la fin de consolidation et 76.47 cm après l'application de la surcharge due au trafic.

Les figures (IV.5, IV.6, IV.7) montrent les déplacements horizontaux maximaux qui se situent sous le pied de remblai, estimé à une valeur de 17.17 cm pour la phase fin de construction du remblai (figure IV.5) et 16.23 cm pour la phase fin de consolidation (figure IV.6) et de 22.05 cm après l'application de la charge due au trafic (figure IV.7).



**Figure IV. 2 :** Déplacement vertical en fin de construction du remblai

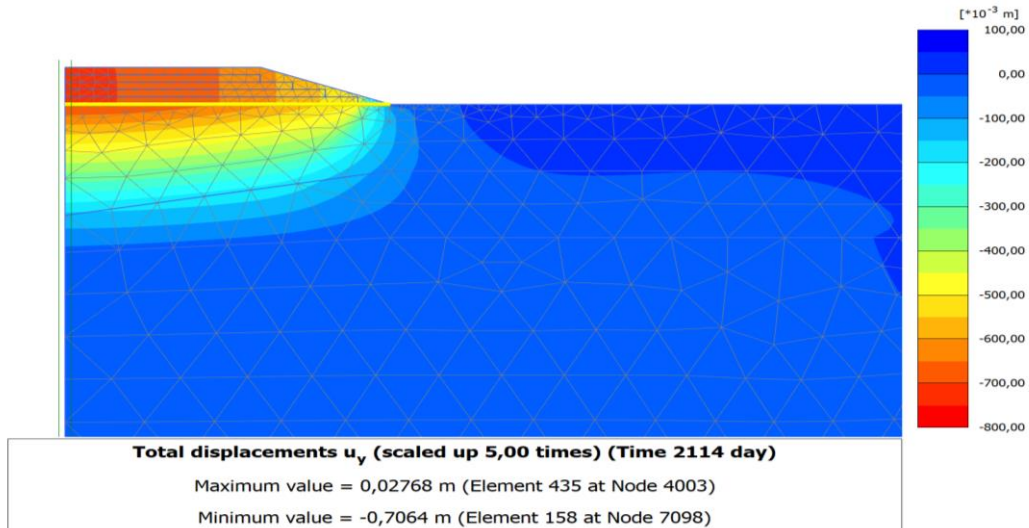


Figure IV. 3 : Déplacement vertical en fin de consolidation

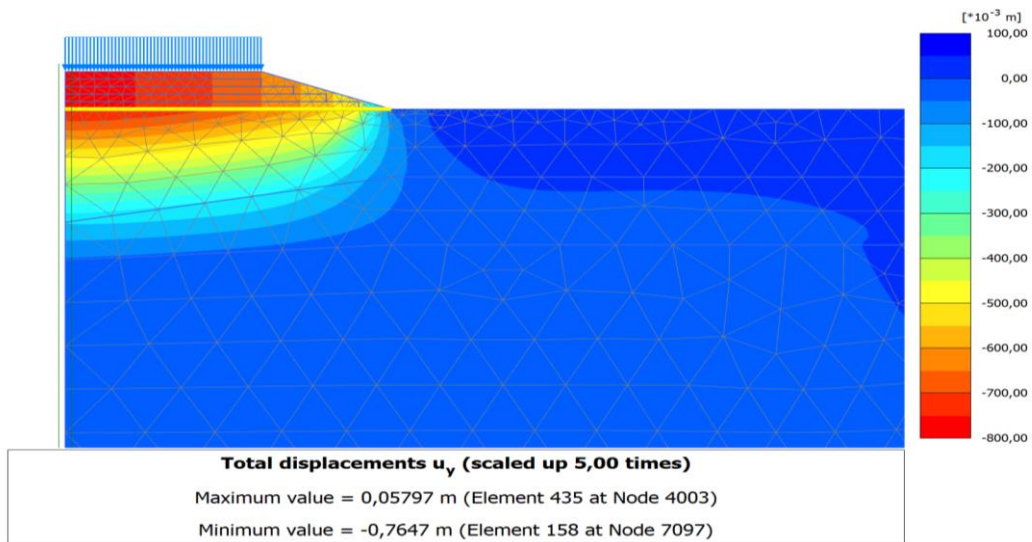


Figure IV. 4 : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

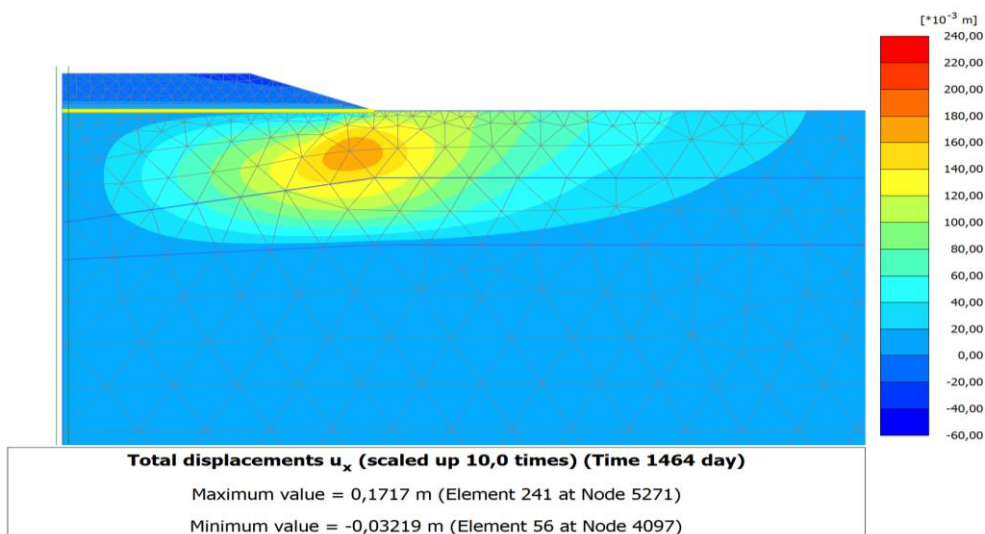
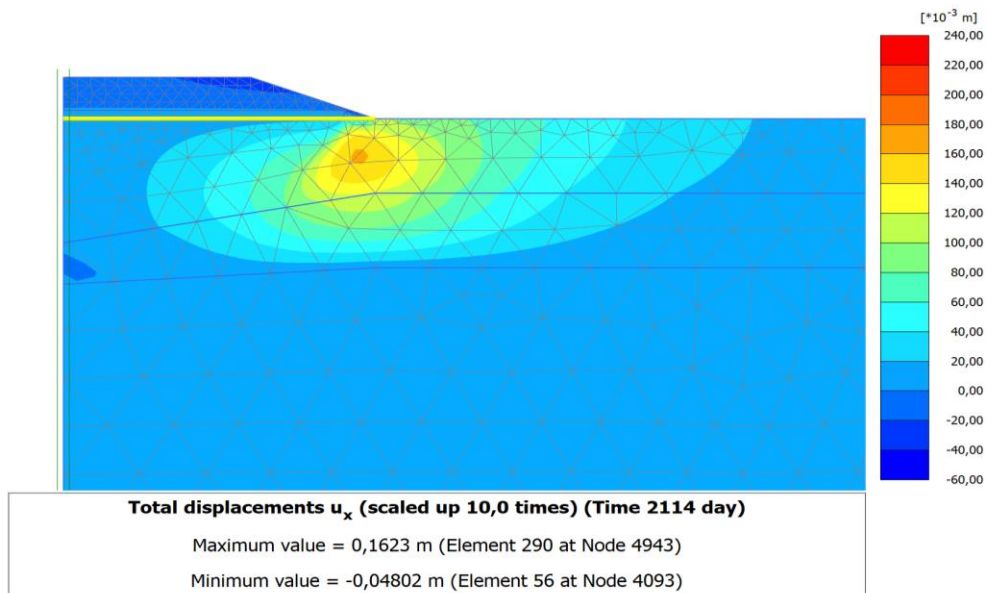
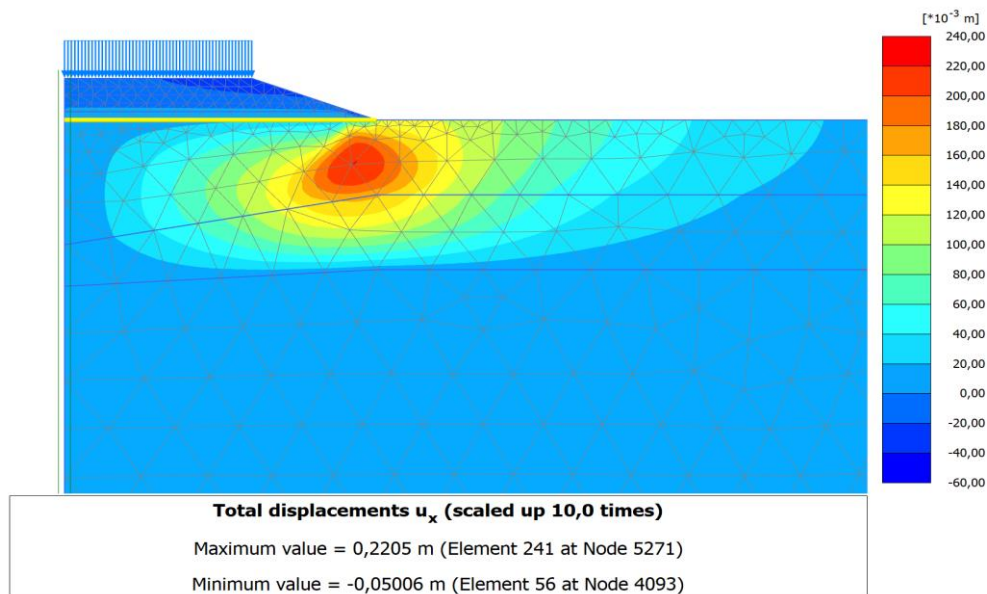


Figure IV. 5 : Déplacement horizontal en fin de construction



**Figure IV. 6 :** Déplacement horizontal en fin de consolidation



**Figure IV. 7** Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic

### IV.2.3 Analyse de la stabilité au glissement du remblai

Afin d'évaluer la stabilité du remblai au glissement, un facteur de sécurité est calculé pour la dernière phase. La valeur du facteur de sécurité est estimée à 1.649 après l'application de la charge du remblai (figure IV.8). Aucun risque de glissement n'est à déplorer.

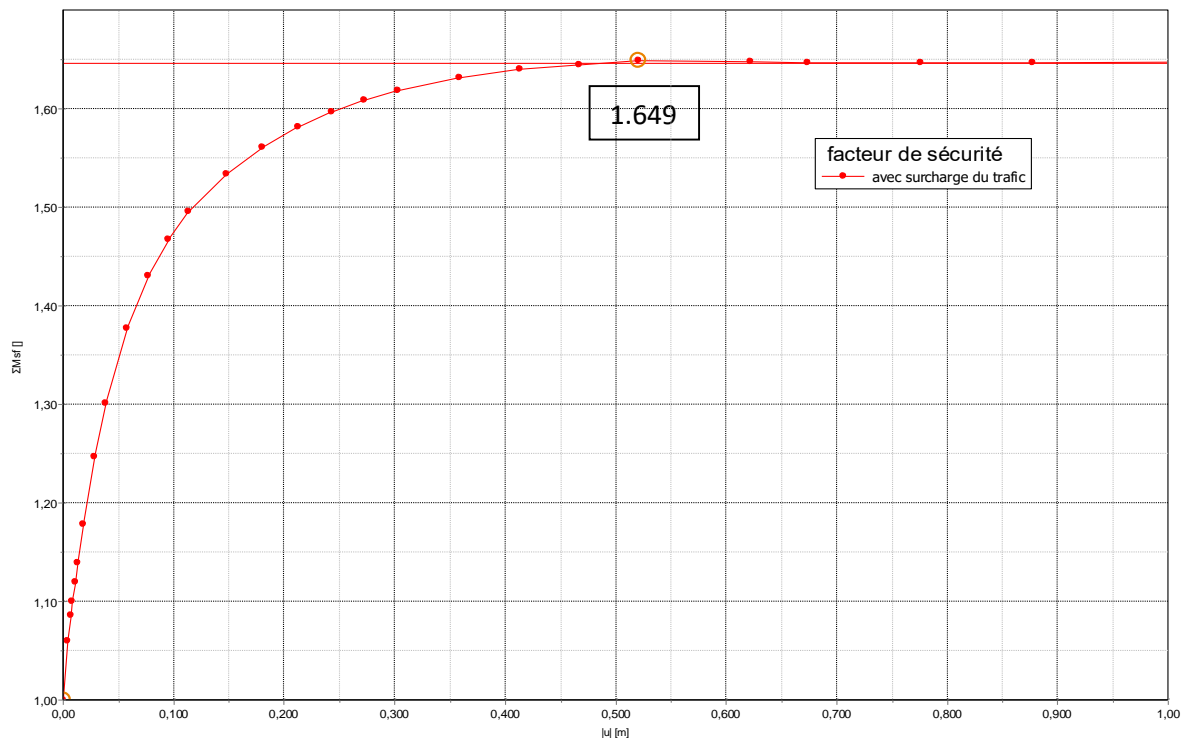


Figure IV. 8 : Facteur de sécurité

### IV.3 Analyse du remblai sur colonnes ballastées

Dans cette partie, le remblai est supporté par des colonnes ballastées. Les colonnes seront ancrées dans le sol à une profondeur de 13 m, avec un diamètre de 0.8 m (figure IV.9). Les propriétés des colonnes sont résumées dans le tableau IV.1. Le modèle de comportement adopté pour les colonnes ballastées est celui de Mohr Coulomb.

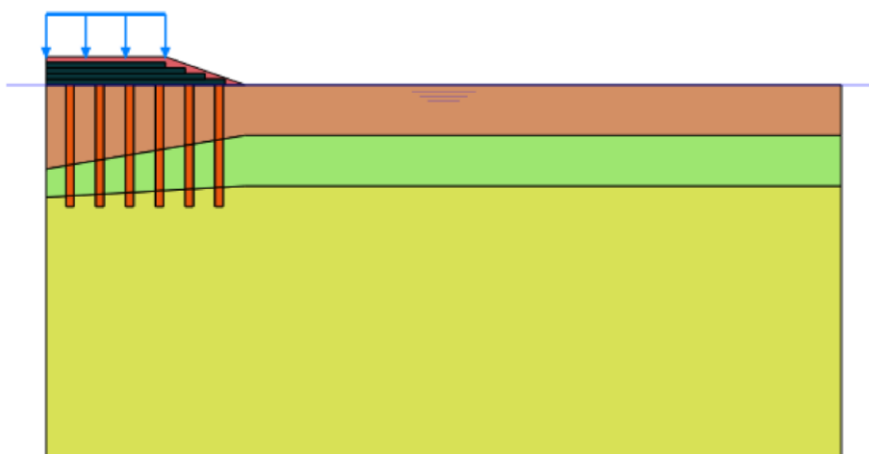


Figure IV. 9 : Modèle numérique du remblai renforcé avec colonnes ballastées

Les phases de calculs restent telles qu'elles ont été décrites précédemment dans la simulation du remblai soutenu par des pieux.

**Tableau IV. 1 :** Propriétés des matériaux utilisés pour les colonnes ballastées

Paramètre	Colonnes ballastées
Poids volumique non saturé $\gamma_{\text{unsat}}$ ( kN/m <sup>3</sup> )	20
Poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}}$ ( kN/m <sup>3</sup> )	23
Indices des vides initiale $e_{\text{init}}$	0.5
Module de Young $E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	100 000
Coefficient de poisson $\nu'$	0.25
Cohésion $c_{\text{ref}}$ (kPa)	1
Angle de frottement interne $\phi'$ (°)	38
Dilatance $\Psi'$ (°)	8

### IV.3.1 Etat des déplacements après construction du remblai

Les figures (IV.10, IV.11 et IV.12) indiquent les déplacements verticaux rapportés durant les phases en fin de construction, en fin de consolidation et après application de la surcharge due au trafic respectivement. Les tassements maximaux se situent à la base du remblai estimés à une valeur de 15.6 cm pour la phase fin de construction (figure IV.10) et 16.33 cm pour la phase fin de consolidation (figure IV.11) et de 19.41 cm après application de la surcharge due au trafic (figure IV.12).

Les déplacements horizontaux se localisent sous le pied du remblai et les valeurs correspondent à 5.53 cm pour la phase fin de construction (figure IV.13) et 4.57 cm pour la phase fin de consolidation (figure IV.14) et de 6.56 cm après application de la surcharge due au trafic (figure IV.15).

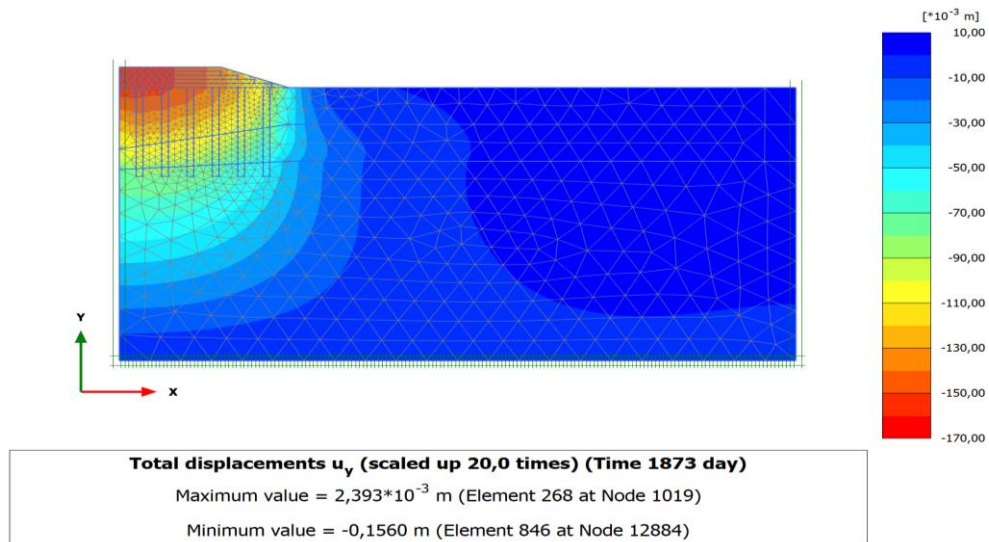


Figure IV. 10 : Déplacement vertical en fin de construction du remblai

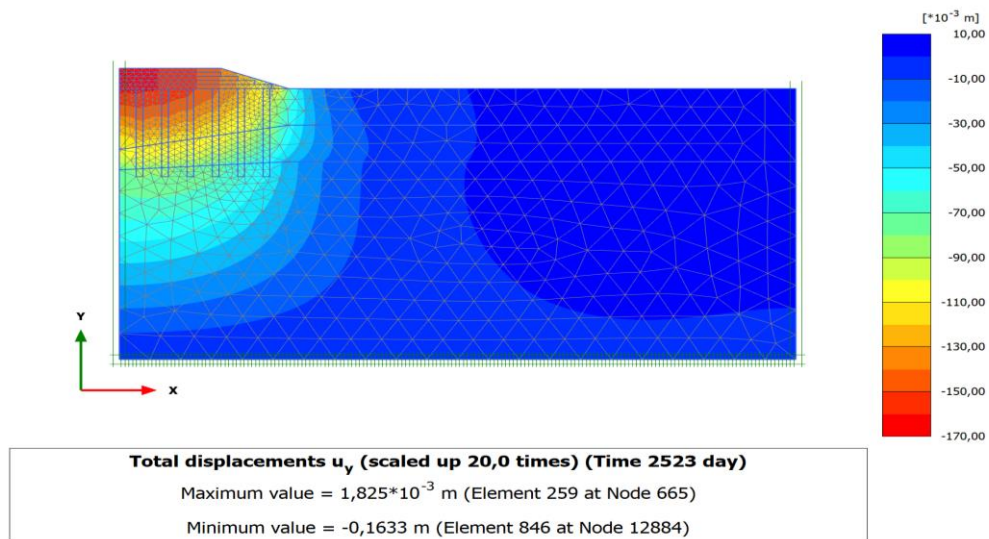


Figure IV. 11 : Déplacement vertical en fin de consolidation

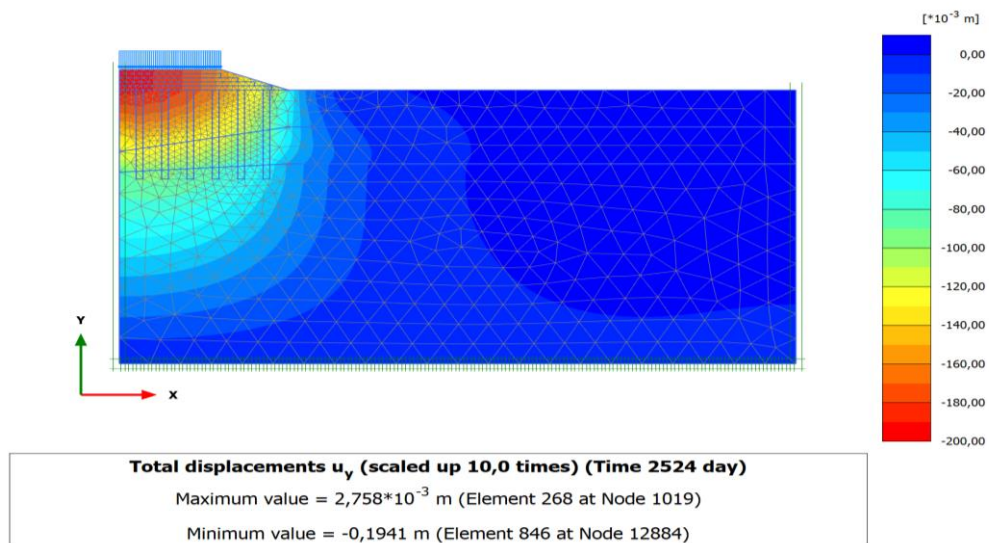
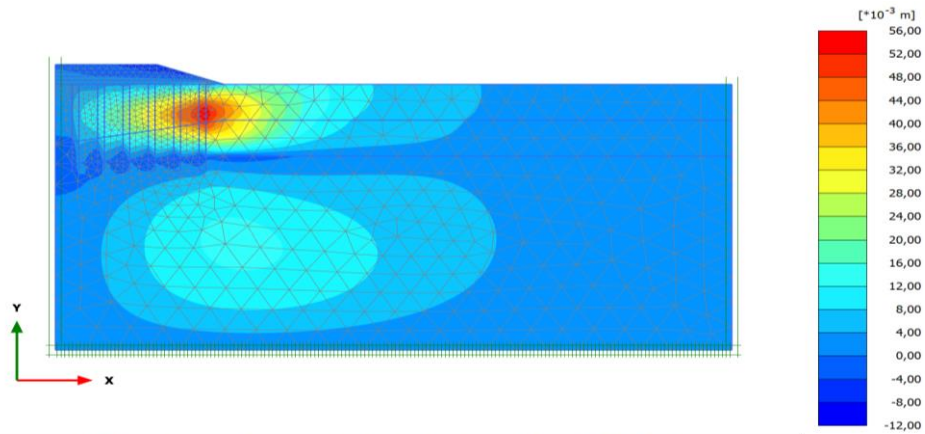


Figure IV. 12 : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

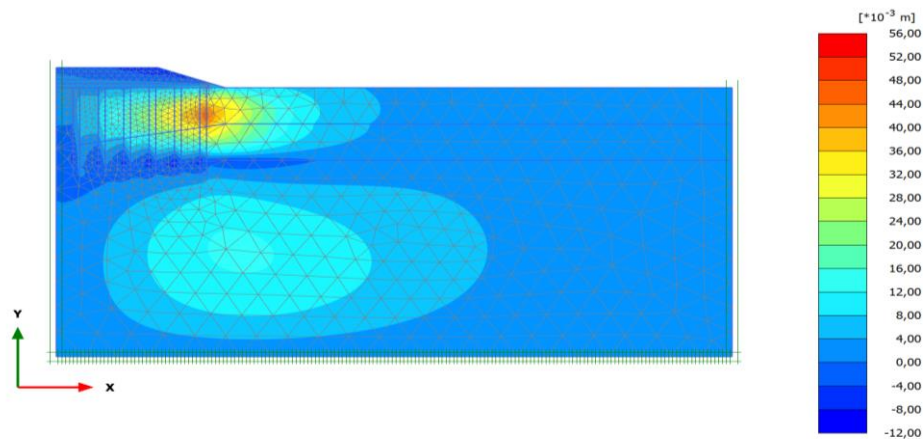


**Total displacements  $u_x$  (scaled up 50,0 times) (Time 1873 day)**

Maximum value = 0,05529 m (Element 301 at Node 5634)

Minimum value =  $-8,130 \cdot 10^{-3}$  m (Element 32 at Node 11185)

**Figure IV. 13 :** Déplacement horizontal en fin de construction du remblai

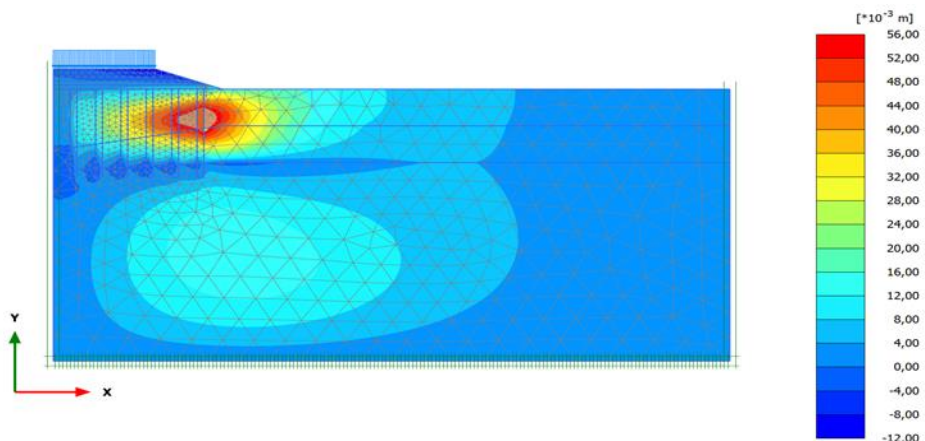


**Total displacements  $u_x$  (scaled up 50,0 times) (Time 2523 day)**

Maximum value = 0,04568 m (Element 301 at Node 5633)

Minimum value =  $-8,523 \cdot 10^{-3}$  m (Element 32 at Node 11185)

**Figure IV. 14 :** Déplacement horizontal en fin de consolidation



**Total displacements  $u_x$  (scaled up 50,0 times) (Time 2524 day)**

Maximum value = 0,06562 m (Element 301 at Node 5634)

Minimum value =  $-0,01185$  m (Element 32 at Node 11185)

**Figure IV. 15 :** Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic

### IV.3.3 Analyse de stabilité au glissement du remblai sur colonnes ballastées

Le facteur de sécurité évalué lors de la dernière phase qui comprend l'application de la surcharge du trafic est estimé à 1.67 (figure IV.16)

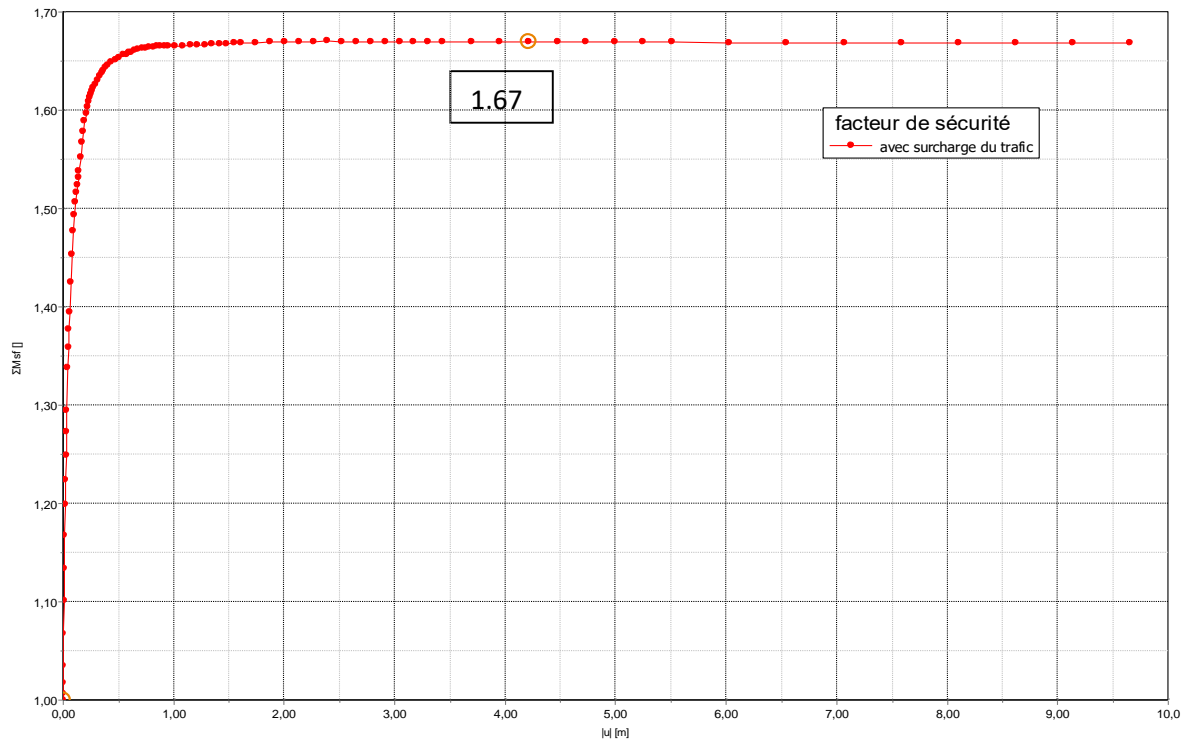
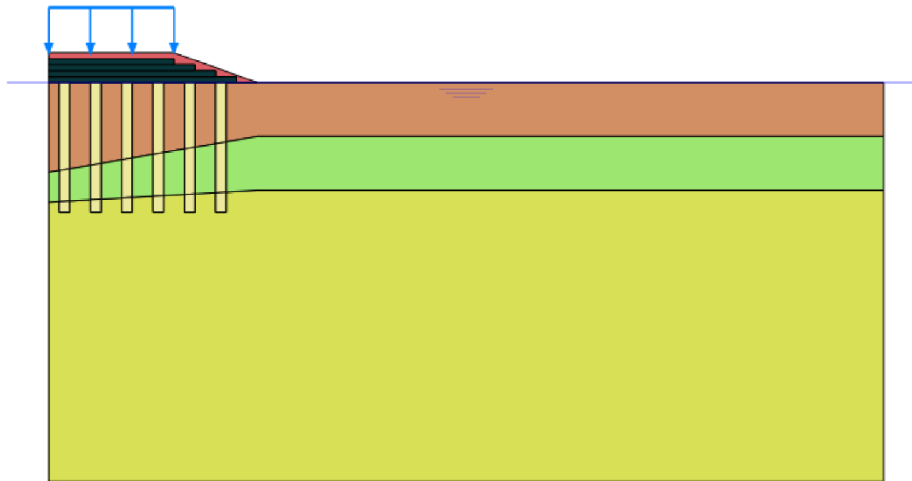


Figure IV. 16 : Facteur de sécurité

### IV.4 Analyse du remblai sur ciment column

Dans ce cas on a opté pour un renforcement par ciment column, les colonnes seront ancrées dans le sol à une profondeur de 13 m, avec un diamètre de 1 m (figure IV.17). Les propriétés sont résumées dans le tableau (IV.12). Le modèle Mohr Coulomb est utilisé pour modéliser le comportement des colonnes.



**Figure IV. 17 :** Géométrie du problème renforcé avec ciment column

Les phases de calculs restent telles qu'elles ont été décrites précédemment.

**Tableau IV. 2 :** Propriétés des matériaux des ciments column

paramètre		Ciment column
Poids volumique non saturé	$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	22
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	22
Indices des vides initiale	$e_{\text{init}}$	0.5
Module de Young	$E'$ (kN/m <sup>2</sup> )	80 000
Coefficient de poisson	$\nu'$	0.35
Cohésion (kPa)	$c_{\text{ref}}$	20
Angle de frottement interne	$\phi'$ (°)	36
Dilatance	$\psi'$ (°)	6

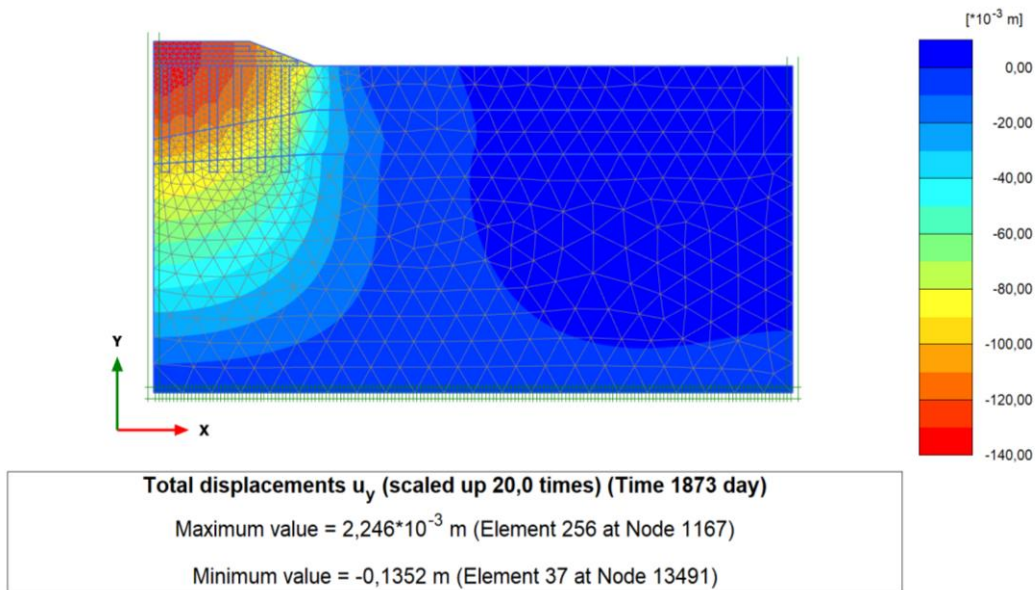
#### IV.4.1 Etat des déplacements

Les figures (IV.18, IV.19 et IV.20) illustrent les résultats correspondant aux déplacements verticaux pour les phases fin de construction, fin de consolidation et la phase avec application de la surcharge due au trafic.

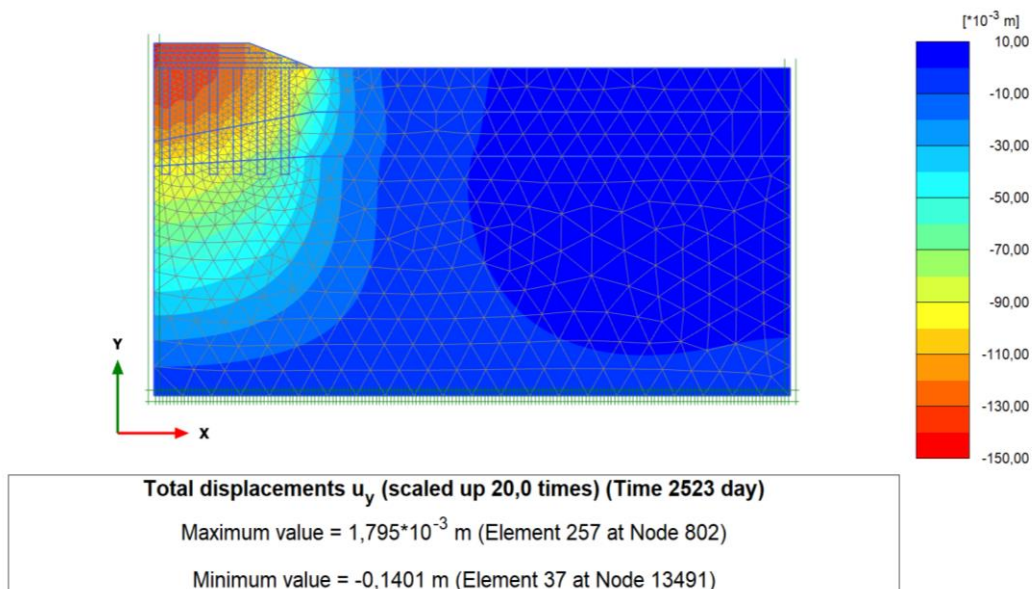
Les tassements sont plus importants à la base du remblai. Les résultats du calcul aboutissent à une valeur de 13.52 cm en fin de construction, et 14.01 cm en fin de consolidation et de 16.85

cm après l'application de la surcharge due au trafic. Il est à noter que la valeur du tassement après construction du remblai est proche de la valeur du tassement après consolidation.

Les déplacements horizontaux quant à eux, sont localisés sous le pied du remblai. Les valeurs rapportées de ce calcul sont de 2.84 cm en fin de construction (figure IV.21) et 2.25 cm en fin de consolidation (figure IV.22) et de 3.94 cm après application de la surcharge due au trafic (figure IV.23).



**Figure IV. 18 :** Déplacement vertical en fin de construction du remblai



**Figure IV. 19 :** Déplacement vertical en fin de consolidation

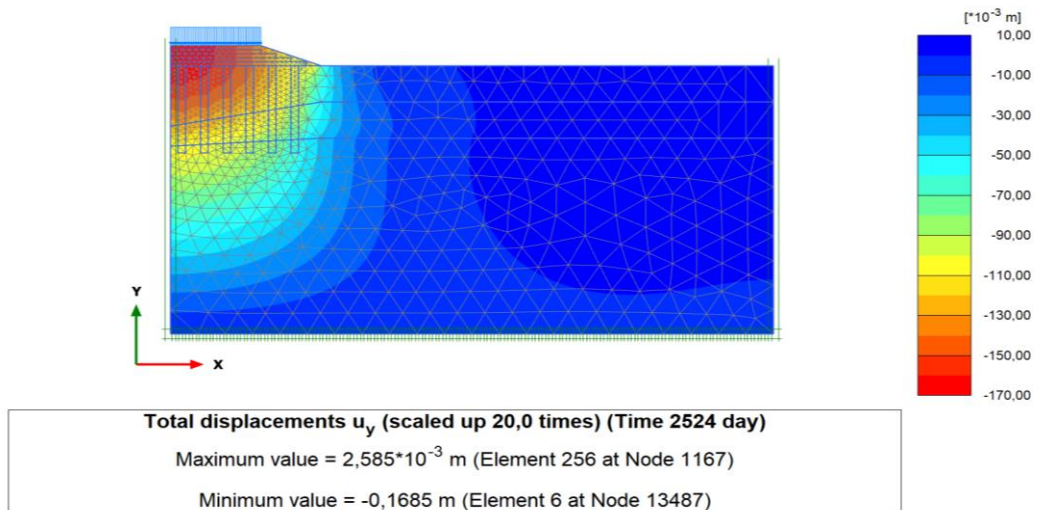


Figure IV. 20 : Déplacement vertical après application de la surcharge due au trafic

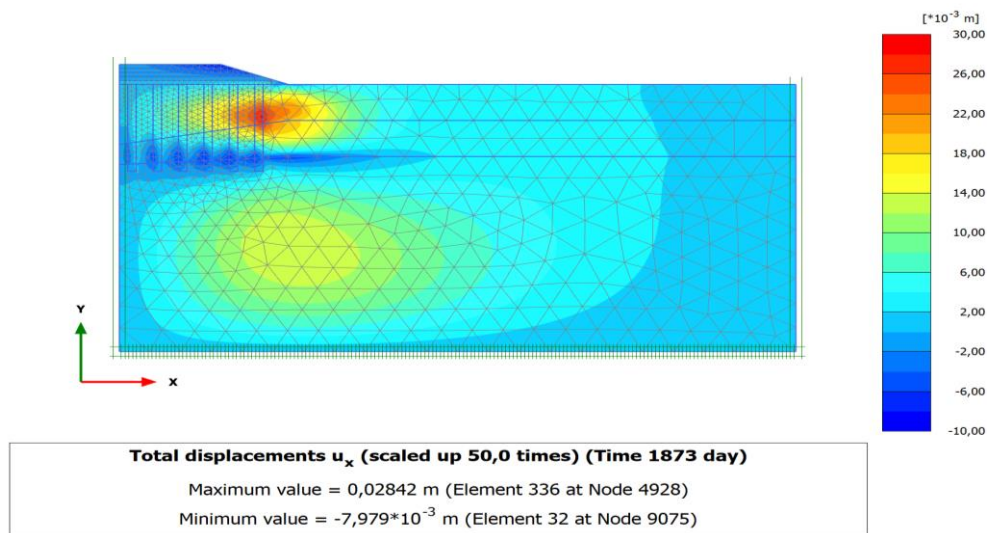


Figure IV. 21 : Déplacement horizontal en fin de construction

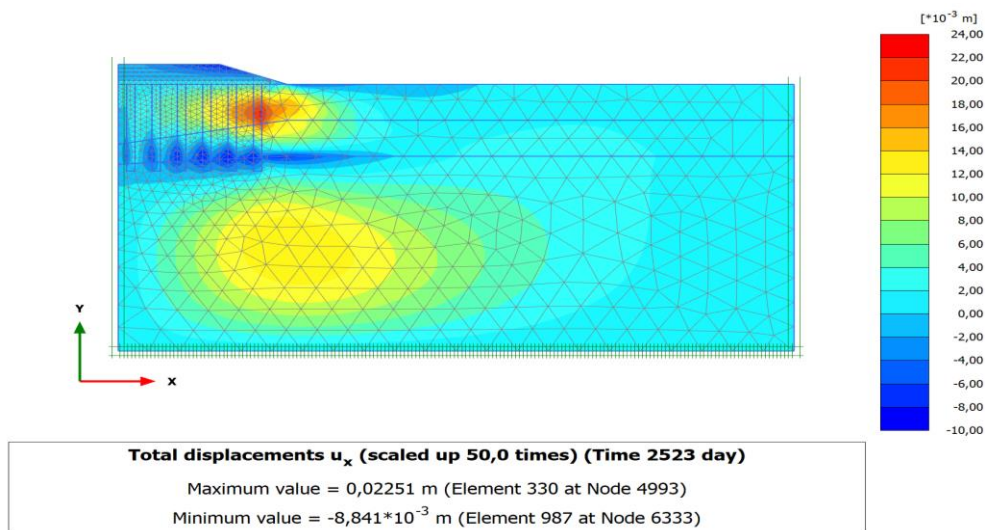


Figure IV. 22 : Déplacement horizontal en fin de consolidation

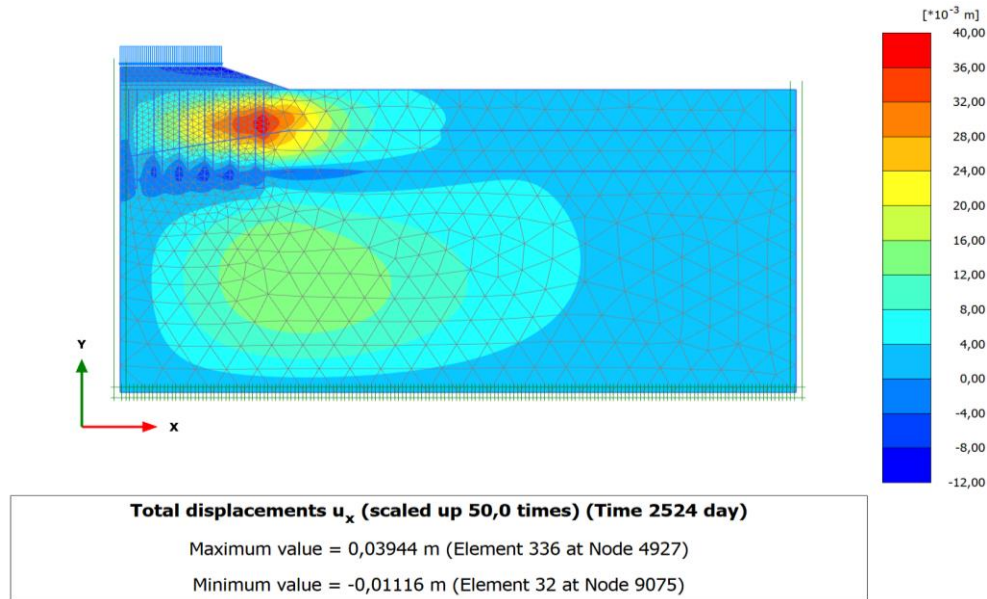


Figure IV. 23 : Déplacement horizontal après application de la surcharge due au trafic

#### IV.4.3 Analyse de stabilité du remblai au glissement

Le facteur de sécurité estimé à une valeur de 1.718 après application de la surcharge due au trafic permet de conclure qu'il n'y a aucun risque de glissement (figure IV.24).

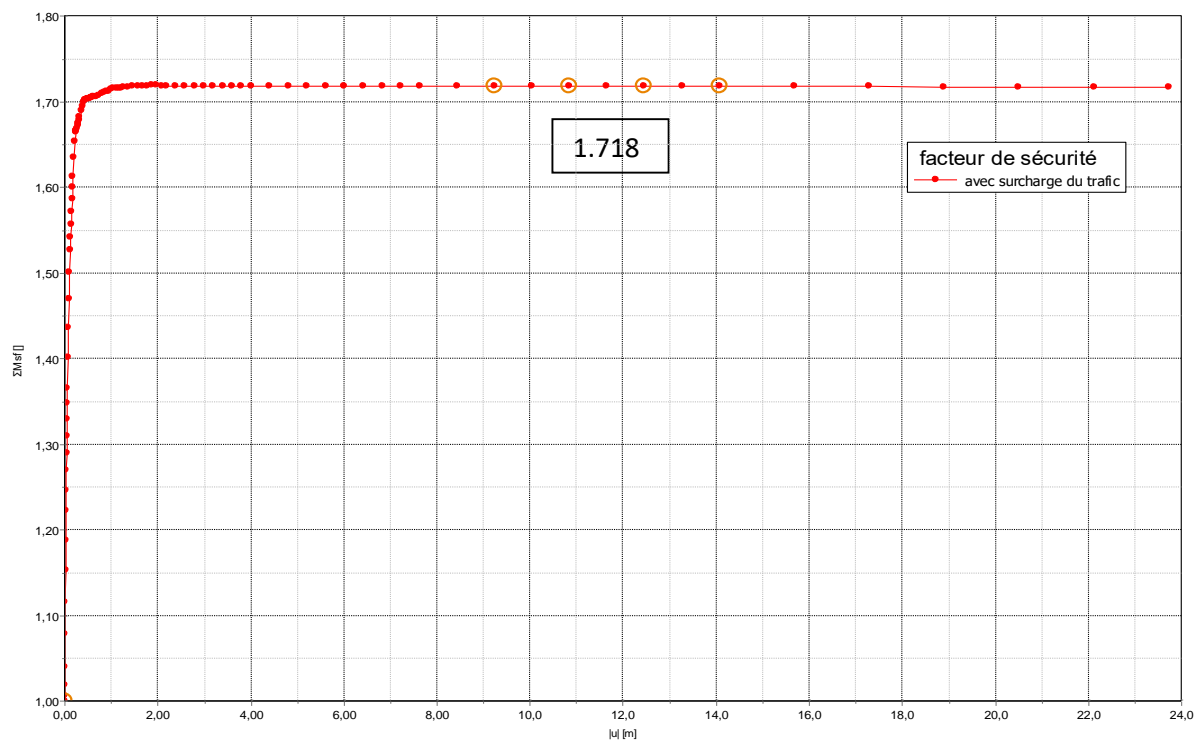
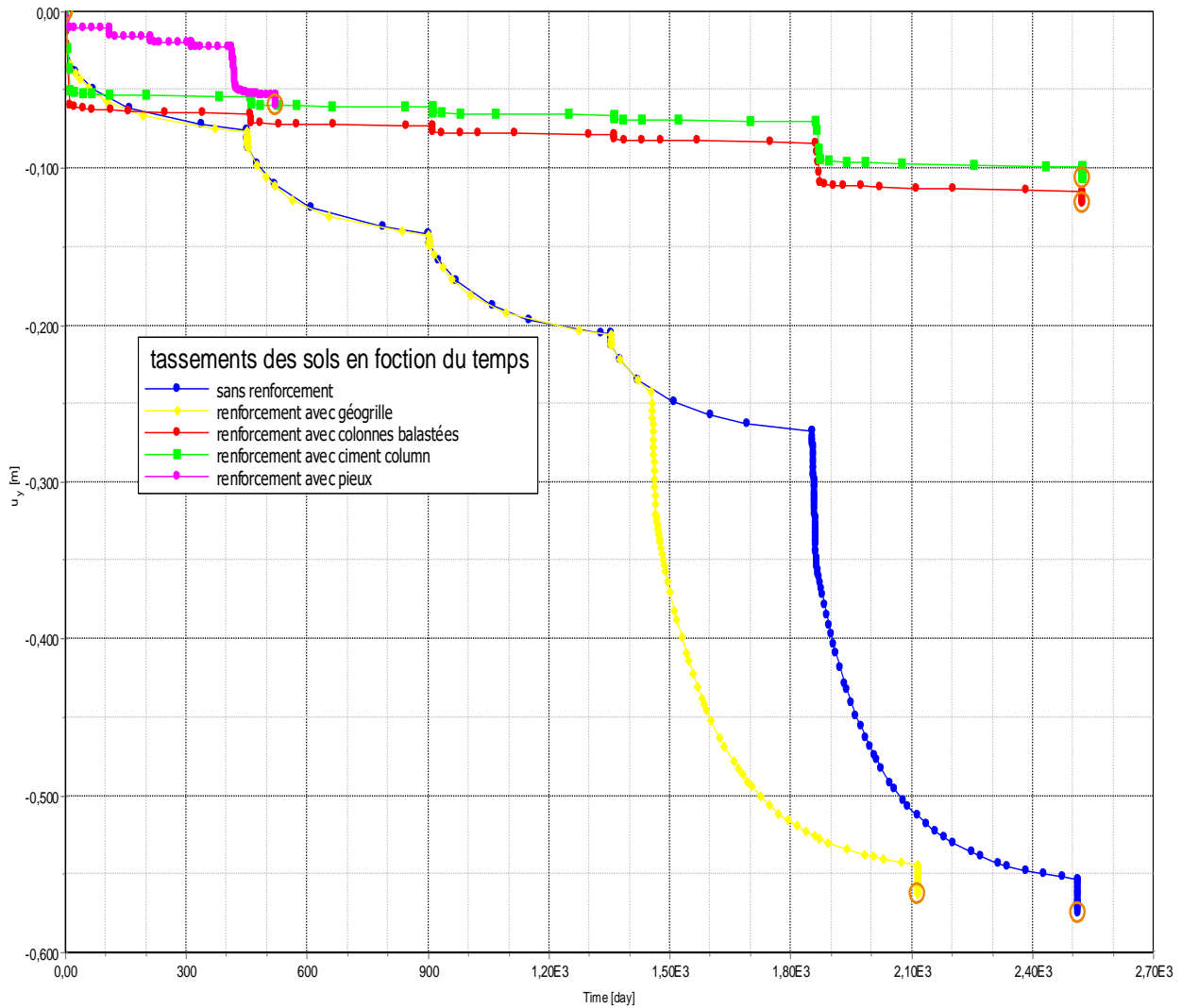


Figure IV. 24 : Facteur de sécurité

### IV.5 Comparaison des résultats obtenus avec toutes les méthodes de renforcement adoptées

La figure IV.25 présente les tassements des sols en fonction du temps des différentes modélisations effectuées (figure-II.25).



**Figure IV. 25 :** Tassements obtenus avec les différentes méthodes de renforcement en fonction du temps

Les résultats des simulations numériques faites pour l'analyse du remblai à long terme faites dans cette partie sont résumés dans le tableau (IV.3).

**Tableau IV. 3 :** Tableau récapitulatif des résultats de l'analyse numérique du remblai à long terme

Phase de calcul	Déplacement vertical $U_y$ (m)	Déplacement horizontal $U_x$ (m)	Coefficient de sécurité F	Remarques
Fin de construction (sans renforcement)	0.4928	0.1752	-	-
Fin de consolidation (sans renforcement)	0.7110	0.1692	-	-
Avec surcharge du remblai (après consolidation et sans renforcement)	0.7698	0.2307	1.603	-
Fin de construction après renforcement avec pieux	7.014	1.93	-	-
Fin de consolidation après renforcement avec pieux	7.893	0.7638	-	-
Avec surcharge du remblai (après consolidation et renforcement avec pieux)	9.525	1.634	2.942	-
Fin de construction (renforcement avec géo-grille)	0.4658	0.1717	-	- la géo-grille ne joue aucun rôle dont la diminution des tassements verticaux.  -Une légère amélioration du coefficient de sécurité.
Fin de consolidation (renforcement avec géo-grille)	0.7064	0.1623	-	
Avec surcharge du remblai (après consolidation et renforcement avec géo-grille)	0.7647	0.2205	1.649	
Fin de construction (renforcement avec colonnes ballastées)	0.1560	0.05529	-	- diminution des tassements locaux  - amélioration du coefficient de sécurité.
Fin de consolidation (renforcement avec colonnes ballastées)	0.1633	0.04568	-	
Avec surcharge du remblai (après consolidation et renforcement avec colonnes ballastées)	0.1941	0.06562	1.67	
Fin de construction (renforcement avec ciment column)	0.1352	0.02842	-	- diminution des tassements locaux plus important qu'avec les Colonnes ballastées.  - amélioration du coefficient de sécurité.
Fin de consolidation (renforcement avec ciment column)	0.1401	0.02251	-	
Avec surcharge du remblai (après consolidation et renforcement avec ciment column)	0.1685	0.03944	1.718	

## IV.6 Conclusion

Le travail présenté dans cette partie a permis d'investiguer la capacité de trois méthodes de renforcements dans la réduction des mouvements du sol sous-jacent d'un remblai autoroutier construit sur un sol compressible. Les méthodes utilisées sont : renforcement par géo-grille, renforcement par colonne ballastées et renforcement par ciment column.

Des tassements du remblai ont été occasionnés par le franchissement des zones de faible portance, les conclusions suivantes ont été tirées :

- La présence du géo-synthétique de renforcement n'a pas un impact significatif sur la réduction des tassements du remblai résultat similaire au résultat de Liu et al (2008). Mais, ce type de renforcement joue un meilleur rôle dans l'homogénéisation des tassements à la base du remblai ainsi qu'une amélioration du coefficient de sécurité.
- Une influence majeure des colonnes ballastées dans la réduction des tassements ainsi qu'une importante réduction des mouvements latéraux et une amélioration du coefficient de sécurité.
- Les ciments column de même que les colonnes ballastées apportent une réduction des tassements et des mouvements latéraux avec un résultat plus intéressant. Ainsi qu'une amélioration du facteur de sécurité.
- D'après la figure IV.25 illustrant les tassements des sols avec les différentes méthodes de renforcement en fonction du temps, nous pouvons constater que le renforcement avec pieux est la meilleure solution pour minimiser les tassements. Les ciments column et les colonnes ballastées ont des résultats qui se rapprochent de ceux obtenus en adoptant les pieux.
- D'un point de vue économique le choix des ciments column ou des colonnes ballastées sera plus intéressant étant donné la cherté des pieux (tableau II.3). L'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre le choix de la méthode la plus adéquate pour le projet étudié.

## Conclusion générale

L'étude des remblais sur sols mous est particulièrement complexe et représente depuis trente ans un sujet de recherche pertinent.

A travers ce mémoire, nous avons balayé certains des problèmes que rencontre un ingénieur praticien lors de la réalisation d'un remblai autoroutier sur un sol compressible.

La recherche bibliographique nous a permis de constater les pathologies et les problèmes majeurs liés à la construction des remblais sur sols mous. Nous nous sommes attelés à regrouper les théories qui traitent les phénomènes de tassement, glissement circulaire et poinçonnement, cela nous a permis de comprendre le comportement des remblais vis-à-vis de la stabilité et d'en prévoir les modes de ruptures. Afin de diminuer les conséquences de la charge appliquée par la construction des remblais sur ces sols un ensemble des dispositions et traitement des sols et du remblai a été présenté.

La deuxième partie du travail a été consacrée à l'analyse numérique de la stabilité d'un remblai autoroutier traversant une zone compressible dont la capacité portante du sol présente de sérieuses difficultés. Pour cela, un modèle de référence a été élaboré afin d'étudier la stabilité du remblai à court et à long terme.

L'analyse numérique à court terme a présenté une rupture par glissement rotationnel avec soulèvement et une faible valeur du facteur de sécurité. D'importants déplacements latéraux et horizontaux ont été enregistrés ainsi qu'une augmentation de la pression interstitielle en un temps très court a été observé.

Concernant l'effet de consolidation sur la stabilité du remblai, les résultats de la simulation numérique à long terme nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La consolidation a permis d'améliorer la résistance au cisaillement, de ce fait augmenter la valeur du facteur de sécurité qui représente la stabilité vis-à-vis de la rupture après application de la surcharge due au trafic.
- Une diminution significative des déplacements latéraux.
- Une augmentation des tassements en fin de consolidation dû à la dissipation de la pression interstitielle ce qui cause des tassements supplémentaires.

- Plus de 3000 jours ont été nécessaires pour la dissipation de la pression inertielle dont les valeurs se rapprochent de 0 après cette période de consolidation, cela est dû à la faible perméabilité de ces sols.

La modélisation du remblai sur pieux porteurs nous a renvoyé les observations suivantes :

- La stabilité vis-à-vis de la rupture après application de la surcharge du trafic est assurée pour le cas court terme avec un facteur de sécurité de 2.387 ainsi que pour le cas long terme avec un coefficient de sécurité de 2.942.
- L'utilisation des pieux ont permis une réduction significative des déplacements horizontaux qui restent inférieurs à 2 cm et des tassements qui ne dépassent pas 9.5 cm pour les deux cas de simulation (court terme et long terme).
- Une période de consolidation 700 jours suffisent pour avoir des surpressions interstitielles se rapprochant de 0 pour le calcul à long terme

Au vu des résultats de simulation numérique obtenus pour les cas de renforcement par géo-grille, par colonnes ballastées et par ciment column, les conclusions suivantes ont été tirées :

- La présence de la nappe de géo-grille n'a aucune influence significative sur les tassements absolus du remblai.
- Une augmentation du coefficient de sécurité a été observée pour les trois cas, cependant l'amélioration reste plus intéressante pour le cas de renforcement par ciment column.
- Les déplacements latéraux ainsi que les tassements ont été réduit de manière considérable pour le cas de renforcement avec colonnes ballastées et pour le cas de renforcement avec ciment column.

Une comparaison entre les méthodes de renforcement adoptées a été effectuée en tenant compte de la réduction des tassements.

Ces résultats confirment que la meilleure solution est le renforcement par pieux. Cependant, les colonnes ballastées et les ciments column apportent une amélioration intéressante néanmoins qui reste inférieur à celle apporté par les pieux.

## Référence bibliographiques

- Ammar Dhouib et Francis Blondeau, 2005. Colonnes ballastées : techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement. Presses de l'École nationale des Ponts et Chaussées.
- Ahmed Slimi et Jean-pierre Larue, 2010. Risques de glissement et aménagements : l'exemple du glissement d'un remblai autoroutier à l'ouest de Bouira (Grande Kabylie, Algérie), Université de Paris XII-Val de Marne
- Al-Shamrani, M. A., and A. Dhowia. 1997. Preloading For Reduction Of Compressibility Characteristics Of Sabkha Soil Profiles. *Engineering Geology*. 48: 19-41.
- Alin Bienaime, Boussafir Y, Malassingne O, Matynia A, Miard L, Rojat F, Saint-Eve D, 2020. Guide méthodologique : Recommandation pour le diagnostic et le suivi des remblais routiers, Paris.
- Barron, R.A. 1947° Consolidation of fine-grained soils by drain wells, *Transactions.ASCE*, Vol.113, paper No. 2346, pp. 718-742.
- Borges, J.L, Cardoso, A.S., 2001. Structural behaviour and parametric study of reinforced embankments on soft clays. *Computers and Geotechnics*. pp 209-233.
- Borges J.L., Cardoso A.S, 2002. Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments on soft soils. *Geotext. Geomembr.*;20(6):395- 421.
- Borges, J.L., 2004. Three-dimensional analysis of embankments on soft soil incorporating vertical drains by finite element method. *Computers and Geotechnics*. pp 665-676.
- Bourges F., Mieussens C. (1979). "Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles. Méthodes de prévision". *Bulletin de liaison des L.P.C.*, Paris, n° **101**, pp. **73** - 100.
- Bourges F., Mieussens C., Peignaud M., Pilot G, Puig J, Queyroi D, Vautrain J., 1977. Remblai sur sols compressibles. Edition. Rosay, Paris.
- Bourges F., Pauthe J.-L. - Remblais sur sols compressibles : Méthodes d'étude utilisées pour les remblais expérimentaux. *Bul. de Liaison des LPC*, France, n° Spécial T, mai 1973, pp. 60-87.

- Chin, T.Y., 2005. Embankment over soft clay: design and construction control. Geotechnical Engineering.
- Chevalier, B., 2008. Modélisation numérique discrète des renforcements de sols compressibles par inclusions rigides. XXVIème rencontres universitaires de génie civil. France.
- Costet J. et Sanglerat, 1982. G-Cours pratiques de mécanique des sols 1 et 2- Edition Dunod.
- DuPont Typar Géosynthétiques « Géotextiles, Manuel Technique » Luxembourg.
- Frank R. 1999. Fondations superficielles. Paris : Techniques de l'ingénieur, 31 p.
- Flores, R.D., 2001. Geotechnics of staged construction. Thesis of advanced studies in geotechnics. Faculty of applied sciences, University of Ghent.
- GLANDY M., FROSSARD A. 2002 Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé d'inclusions. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, pp 54-63.
- Guide technique, 2000 : Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles, Ministère de l'équipement des transports et du logement. L.C.P.C, S.E.T.R.A. France.
- Jenck O. 2005, "Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique", thèse de doctorat à l'INSA de Lyon.
- Juhaizad B.A., 2010. The modelling of lateral movement of soft soil using finite element analysis and laboratory model. Institut Pengurusan Penyelidikan, Universiti Teknologi Mara, Malaysia.
- Khemissa M., Magnan J.P., Josseaume H. Étude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Cuiche (vallée de l'Adour). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Études et Recherches des LPC, GT 53, Paris, 1993.
- Lassauce Ph., Antoine R. (1985) "Le remblai en polystyrène expansé du pont des Quatre-Canaux à Palavas-les-Flots. î. Point de vue du maître d'oeuvre" Bulletin de Liaison des L.P.C., Paris, n° 136, pp. 21 - 29.
- Leroueil S. Magnan J.P, Tavenas F-1985, « Remblais sur argile molle »-Technique et Documentation Lavoisier, Paris.
- Liu, J.L., Liu, J.Q., Chen L.W., 2008. Study on the mechanism of embankment reinforced with geotextile by finite element method. Proceedings of the 4th Asian regional conference on geosynthetics. Shanghai, China. pp 662-666.
- Masekanya J.P., 2008. Stabilité des pentes et saturation partielle : étude expérimentale et modélisation numérique. thèse de doctorat, université de Liege, France.

- Magnan, J.P. 1984, Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles. DSc thesis, Université Pierre et Marie Curie, Paris.
- Magnan J.P et Mestat P. 1988, « loi de comportement et modélisation des sols », Technique de l'ingénieur.
- Magnan J.P. (1994). "Methods to reduce the settlement of embankments on soft clay : a review" ASCE Speciality Conf Settlement 94 on vertical and Horizontal deformations of Foundations and Embankments. College Station, Texas, June 1994.
- Magnan, J.P, et Pilot, G., 1988. Amélioration des sols. Techniques d'ingénieur C 255.
- MENARD, L, 1962. Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement.
- Mestat P. et Prat M., 1999. « Ouvrages en interaction », HERMES Science.
- Morey, J., 1992. Les domaines d'application du Jet grouting. Revue. Franç. Géotech. No 61. pp 17-30.
- M'zoughem, K., Chenafa, W., (2006) : Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Setif). Mém. Ing., Univ. FERHAT ABBAS, Algérie, 68p.
- Natacha Sertier, Jean Charles BOURDEAU ,Alain, Assina, 2006. Amélioration des sols. Université de la Réunion. Licence IUP université de la réunion.
- Paute, j.-L., 1973. Essai œdométrique à drain central. Bulletin de liaison des Laboratoires des ponts et chaussées, n° spécial T, 322-334.
- Philippe Mestat et Michel Prat, 1999. Ouvrages en interaction -Edition Mermes sciences.
- Philipponnat G, Hubert B, 1998. Fondation et ouvrage en terre, Eyrolles, paris, ISBN :2-212-07218-X, 546p.
- Pilot, G., Chaput, D., Queyroi, D., 1988. Remblais routiers sur sols compressibles : étude et construction. Diffusion par la Documentation française dans la rubrique «Routes et villes » pour le ministère de la Coopération et du Développement.
- Reiffsteck Ph., 2007. Mécanique des Sols Avancée Stabilité des pentes. LCPC div. MSRGI sec. CSOG
- Robert D.Holtz, Williams D.Kavacs, 1991, Traduit par Jean Lafleur « Introduction à la géotechnique » Edition de l'école polytechnique de montréal,
- Rossi, P., Gavois, L., Raoul, G., 2007. Assises des vallées compressibles : Approches géologique et géotechnique. Techniques d'ingénieur C 5 363.

- Rossi, P., Gavois, L., Raoul, G., 2007. Assises des vallées compressibles : Choix des méthodes de consolidation. Techniques d'ingénieur C 5 364.
- Sinha, A.I., Havanagi, V.G., Mathur, S., 2009. An approach to shorten the construction period of high embankment on soft soil improved with PVD. Geotextiles and Geomembranes. pp 488- 492.
- Skempton A.W., Bjerrum L. 1957. "A contribution to the settlement analysis of foundations on clay". Géotechnique, vol. 7 (2), pp. 168 - 178.
- Springman,S, Askrienjad, A., Casini,F., Bischof,P., Beck, A. 2012.Rainfall induced instabilities :a field experoment on a silty sand sliope in nothern Switzerland. Rivista Italiana Di Geotechnica.
- Terzaghi K..1943, " Theoretical soil mechanics". John Wiley & Sons, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., 1996. Soil mechanics in engineering practice 3e edition. A Wiley-Interscience Publication. New York.
- Vipulanandan, C., bilgin, Ö., Guezo, J., A., Vembu, k., Erten, M., B., 2009. Prediction of embankment settlement over soft soils. Project report No. Txdot 0-5530-1. University of Houston, USA.
- Zhang, R., Lo, S.R., 2008. Analysis of geosynthetic reinforced stone columns in soft clayproceedings of the 4th Asian regional conference on geosynthetics. Shanghai, China. pp 735-740.

### Sites consulté en ligne

<https://www.geotechnique-journal.org/articles/geotech/pdf/2016/02/geotech160001.pdf>

<https://www.elwatan.com/edition/actualite/penetrante-autoroutiere-bejaia-ahnif-un-chantier-qui-cumule-les-retards-03-06-2021>

<https://produits.batiactu.com/publi/le-beton-mousse-un-beton-pas-comme-les-autres-2176-192781.php>

<https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/renforcement-sols-techniques-devenues-indispensables/>

<https://fr.calameo.com/read/0065534706bef6223c4f8>

<https://fr.calameo.com/read/00655347021190c7572df>

<https://fr.calameo.com/read/0055275766f572dd2390f>

