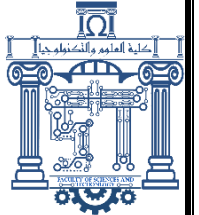




الجمهورية الجزائرية
الديمقراطية
الشعبية



Republique Algerienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث
العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي
التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **Master Académique**

En : **Filière**

Spécialité : géotechnique

Par : **BOUZDIA Sefa**

Sujet

MODELISATION NUMERIQUE DU RENFORCEMENT PAR COLONNES BALLASTEE D'UN REMBLAI REPOSANT SUR UN SOL MOU EN PRESENCE D'UNE NAPPE DE GEOSYNTHETIQUE PAR LE CODE PLAXIS 2D ET 3D

Présenté et soutenu publiquement

le 23 / 06 / 2021

devant le jury composé de :

Mr/LAOUAR Mohamed Salah

Professeur

Président

Mr/BOUFARH Rafik

Maître de conférence -A-

Rapporteur

Mr/FERNANE Ali

Maître assistant -A-

Examineur 1

Promotion : 2020/2021



سُورَةُ الْمُجَادِلَةِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

يَأَيُّهَا الَّذِينَ ءَامَنُوا إِذَا قِيلَ لَكُمْ تَفَسَّحُوا فِي الْمَجَالِسِ فَافْسَحُوا

يَفْسَحِ اللَّهُ لَكُمْ وَإِذَا قِيلَ انشُرُوا فَانشُرُوا يَرْفَعِ اللَّهُ الَّذِينَ

ءَامَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ دَرَجَاتٍ وَاللَّهُ بِمَا

تَعْمَلُونَ خَبِيرٌ ﴿١١﴾

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverai jamais à leur exprimer mon amour sincère.

- + A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : la lune de ma vie, mon cœur, mon cher père **BOUAZDIA Abdelouahab**.*
- + A la femme qui a souffrit sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : le soleil de ma vie, m'adorable mère **OTMANI Souad**.*
- + A mes chères sœurs mes petites étoiles brillantes **Maroua, Selma et Roiya** qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur durant ses vie.*
- + A l'âme de ma plus belle grand-mère maternelle décédée que Dieu aie pitié d'elle et fait de sa demeure un paradis : **BOUAZDIA Rym**.*
- + A l'âme de mon grand-père maternelle décédé, que je n'ai le jamais vu, que Dieu aie pitié d'il et fait de sa demeure un paradis : **OTMANI Tahar**.*
- + A mon cher grand-père **BOUAZDIA Chérif**, ma chère grand-mère **BOUAZDIA Mabrouka**, mes oncles et mes tantes. Que dieu vous protège.*
- + A tous les cousins, les voisins et les amis de ma promotion que j'ai connu jusqu'à maintenant.*
- + Tous ce qui m'aime et que j'aime.*

Merci pour leurs amours et leurs encouragements.



Remerciements

*En premier temps, je remercie Dieu Allah tout puissant de m'avoir accordé le courage pour accomplir ce modeste travail. Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur **Mr BOUFARH Rafik**, docteur au département de génie civil, faculté des sciences et technologie, université de Tébessa, pour son aide et ses orientations et sa générosité dont il mon fait preuve c'est grâce à son disponibilité constante et l'encadrement réservé sans relâche que j'ai pu réaliser ce travail.*

Je remercie également tous les gens de génie civil, particulièrement nos enseignants, qui nous ont aidés et enrichi nos connaissances, durant les années de notre formations.

*Mes remerciements sont également prodigués à **Mr LAOUAR Mohamed Salah**, professeur au département de génie civil, université de Tébessa, et président du jury de soutenance de ce mémoire, ainsi qu'au membre de ce jury **Mr FERNANE Ali** : qui m'a fait l'honneur d'accepter d'être examinateur de ce travail. Mes vifs remerciements vont aussi aux membres de ma famille pour leur soutien et leur encouragement et qu'ils trouvent ici mes profondes reconnaissances.*

Liste des symboles :

W: Teneur en eau.

U_w : Pression Interstitielle.

U_a : Pression de l'air.

W_{sat} : Teneur en eau de saturation.

T : Température.

D : Diamètre effectif.

C_u : Coefficient d'uniformité.

C_c : Coefficient de courbure.

W_L : Limite de liquidité.

W_P : Limite de plasticité.

W_{opt} : Teneur en eau optimale

IP : Indice de plasticité.

IL : Indice de liquidité.

IC : Indice de consistance.

AC : Activité du sol.

CBR : California bearing ratio.

IPI : Indice portance immédiat.

E_{oed} : Le module œdométrique.

ΔV : La variation de volume.

C_g : Coefficient de gonflement.

C_c : Coefficient de compression.

ΔH : La variation de la hauteur.

E : Module d'élasticité

ν : Coefficient de Poisson

C : Cohésion

Φ : Angle de frottement interne

Ψ : Angle de dilatation

γ : Poids volumique

γ_{sat} : Poids volumique humide

γ_{unsat} : Poids volumique sec

γ_w : Poids volumique de l'eau

Z : Profondeur du remblai

H : Hauteur du remblai
e : espacement entre les axes des colonnes ballastées
D : diamètre des colonnes ballastées
L : longueur des colonnes ballastées
Sr : Degré de saturation
K₀ : Coefficient de poussée des terres au repos
U_y : Déplacement suivant l'axe y
U_x : Déplacement suivant l'axe x
EA : La rigidité normale
EI : La rigidité flexionnelle
K_x : coefficient de Perméabilité horizontale
K_y : coefficient Perméabilité verticale
St : Tassement total
Si : Tassement immédiat
 τ : Contrainte de cisaillement.
 σ : Contrainte normale.
 σ' : Contrainte effective
 σ_1 : Contrainte principale majeur
 σ_3 : Contrainte principale mineur
M-C : Modèle de Mohr Coulomb

Liste des tableaux :

Tableau 3.1 : Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées.....	47
Tableau 3.2 : Limites d’application des colonnes ballastées : Charges appliquées et tolérances imposées.....	48
Tableau 5.1 : Caractéristique des matériaux.....	68
Tableau 5.2 : Caractéristiques des colonnes ballastées	69
Tableau 5.3 : Liste des phases de calcul.....	74
Tableau 5.4 : Comparaison de facteur de sécurité de la présente étude et celles d'Abusharar et Han (2011) et Zheng, Gang, et al. (2020).....	85
Tableau 6.1 : Comparaison entre les valeurs du tassement obtenues par PLAXIS 2D et celle de 3D.....	97

Liste des figures :

Figure 1.1 : la texture du sol.....	6
Figure 1.2 : la tourbe.....	7
Figure 1.3 :Structure verticale de la tourbe.....	7
Figure 1.4 : sol limoneux.....	7
Figure 1.5 : Structure élémentaire de la Kaolinite.....	9
Figure 1.6 : Structure élémentaire de la Montmorillonite.....	9
Figure 1.7 Structure élémentaire de L' Illite.....	10
Figure 1.8 couches tétraédriques et octaédriques.....	12
Figure 1.9 : Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casa-grande.....	12
Figure 1.10 : Couches tétraédrique et octaédriques typiques des argiles Mitchell, (1993)....	14
Figure 1.11 : Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite Mitchell, (1993)....	14
Figure 1.12 : Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso.1992).....	15
Figure 1.13 : des argiles au Microscope Électronique à Balayage Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006).....	17
Figure 1.14 : trois états d'un même sol (sec, initial, saturé d'eau).....	19
Figure 1.15 : retrait et gonflement sont complémentaires et dépendent de l'état initial.....	20
Figure 2.1 : Exemples d'un remblai.....	24
Figure 2.2 : Remblai routier.....	25
Figure 2.3 : Remblai ferroviaire.....	26
Figure 2.4 : Étape de construction d'un remblai.....	28
Figure 2.5 : Banquette du remblai.....	29
Figure 2.6 : Surcharge temporaire du remblai.....	29
Figure 2.7 : Remblai allégé.....	30
Figure 2.8 : Rupture par poinçonnement [MAGNAN ET AL, 1984].....	32
Figure 2.9 : Glissement avec fissuration [MAGNAN ET AL, 1984].....	32
Figure 2.10 : Glissement sans fissuration [MAGNAN ET AL, 1984].....	33
Figure 2.11 : Processus des méthodes du chemin de contraintes [F. SCHLOSSER, 1973]...34	
Figure 2.12 : Explication du phénomène de tassement dans le temps sous une charge donnée [F. SCHLOSSER, 1973].....	34
Figure 3.1 : Représentation schématique d'une structure classique de voie ferrée.....	38

Figure 3.2 : Classification des roches.....	38
Figure 3.3 : Composition de la structure d'une voie ferré. LGV, ligne ` grande vitesse.....	41
Figure 3.4 : Différentes contraintes que subis le ballast.....	42
Figure 3.5 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide.....	45
Figure 3.6 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.....	46
Figure 3.7 : Réseau de colonnes ballastées : Notation, colonne isolée et principe de la cellule unitaire.....	49
Figure 3.8 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements.....	49
Figure 3.9 : Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée.....	50
Figure 3.10 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne.....	52
Figure 4.1 : Principe de la méthode d'inclusions rigides.....	56
Figure 4.2 : mur en terre armée BULGARIE A SOFIA.....	57
Figure 4.3 : le clouage.....	58
Figure 4.4 : renforcement de sol par géotextiles.....	59
Figure 4.5 : renforcement par geogrilles.....	60
Figure 4.6 : Géo-grilles uni-axiale.....	60
Figure 4.7 : Géo-grilles bi-axiale.....	61
Figure 4.8 : La Réalisation des géo-membranes.....	61
Figure 4.9 : géo-composites.....	62
Figure 4.10 : Mécanisme de Confinement (auto blocage) latéral de la couche de base.....	63
Figure 5.1 : définition du modèle géométrique (a) 2D (b) 3D(c) Han et Abusharar (2011)...	67
Figure 5.2 : présentation du maillage (a) 2D (b) 3D.....	70
Figure 5.3 : mode de conditions hydraulique (a) 2D (b) 3D.....	71
Figure 5.4 : mode de configuration géométrique (a) 2D (b) 3D.....	71
Figure 5.5 : procédure de K_0	72
Figure 5.6 : génération des pressions hydrauliques (a) 2D (b) 3D.....	72
Figure 5.7 : génération des contraintes effectives (a) 2D (b) 3D.....	72
Figure 5.8 : description du phasage 2D et 3D.....	78
Figure 5.9 : Calcul des phases (a) 2D (b) 3D.....	78
Figure 5.10 : déformation du maillage phase 4.....	78
Figure 5.11 : déformation du maillage phase 08.....	79
Figure 5.12 : déformation du maillage phase 12.....	79
Figure 5.13 : les points plastiques.....	80

Figure 5.14 : le déplacement vertical.....	80
Figure 5.15 : le déplacement horizontal.....	81
Figure 5.16 : Information de calcul pour le facteur de sécurité	81
Figure 5.17 : mécanisme de rupture du remblai sans renforcement des colonnes ballastées..	82
Figure 5.18 : mécanisme de rupture du remblai avec renforcement des colonnes ballastées..	82
Figure 5.19 : mécanisme de rupture du remblai avec renforcement des colonnes ballastées en présence d'une nappe de géo-synthétique.....	83
Figure 6.1 : la variation du facteur de sécurité en fonction des angles de frottement interne des colonnes ballastées (Φ°).....	86
Figures 6.2 : mécanisme de rupture de 5 séries des colonnes ballastées avec différents diamètre.....	87
Figure 6.3 : la variation du tassement en fonction d'angle de frottement interne des colonnes ballastées (Φ°).....	88
Figure 6.4 : la variation du tassement en fonction de diamètre des colonnes ballastées D.....	89
Figure 6.5 : déplacement vertical (a) 2D (b) 3D.....	90
Figure 6.6 : la variation du tassement en fonction d'angle de frottement interne des colonnes ballastées en présence de la nappe de géo-synthétique.....	91
Figure 6.7 : mécanisme de rupture en présence de la nappe de géo-synthétique (a) 2D (b) 3D.....	92
Figure 6.8 : variation du tassement en fonction de diamètre des colonnes ballastées pour $\Phi=41^\circ$	92
Figure 6.9 : la variation du tassement en fonction d'espacement entre les axes des colonnes ballastées.....	93
Figure 6.10 : déplacement vertical pour différent espacement entre les axes des colonnes ballastées (a) e=2m (b) e=3m (c) e=4m (d)=5m (e) e=6m (f) 3D e=4m.....	94

Résumé :

Le trafic routier est l'un des principales infrastructures qui joue un rôle important dans le développement économique de tout pays à travers du monde. L'ingénierie des chaussées est un facteur clé pour la conception et la construction des routes perpétuelle qui sont la plupart des temps fondées sur des remblais. La construction des remblais sur sol compressible posent des problèmes de stabilité telle que les tassements, et la capacité portante du sol.

Une technique de renforcement par colonnes ballastées a été utilisée pour ce type de sol mou d'une part ; et en présence d'une nappe de géo-synthétique à la base du remblai d'autre part. L'objectif de cette modélisation numérique est de vérifier la stabilité d'un remblai construit sur sol mou et renforcé par les colonnes ballastées en utilisant la méthode des éléments finis en se basant sur le code PLAXIS 2D (v8.2) et PLAXIS 3D (v20). Une analyse détaillée de la stabilité du remblai a été effectuée en fonction des différents paramètres géométrique et mécaniques des colonnes ballastées. Un modèle de Mohr-Coulomb a été utilisé pour la modélisation des matériaux. D'après les résultats obtenus dans cette étude on constate que le renforcement par colonnes ballastées plus la présence de la nappe de géo-synthétique diminue le tassement et augmente la rigidité de remblai et sa capacité portante.

Mots clés : remblai, sol compressible, renforcement, colonne ballastées, géo-synthétique, chaussée, stabilité, modélisation numérique.

Abstract

Road traffic is one of the main infrastructure that plays an important role in the economic development of any country across the world. Pavement engineering is a key factor in the design and construction of perpetual roads, which are mostly based on embankments. The construction of embankments on compressible soil pose problems of stability such as settlements, and the bearing capacity of the soil.

A ballasted column reinforcement technique was used for this type of soft soil on the one hand; and in the presence of a geosynthetic slick at the base of the embankment on the other hand. The objective of this numerical modeling is to verify the stability of an embankment built on soft ground and reinforced by stone columns using the finite element method based on the PLAXIS 2D (v8.2) and PLAXIS 3D (v20). A detailed analysis of the stability of the backfill was carried out according to the various geometric and mechanical parameters of the stone columns. A Mohr -Coulomb model was used for the material modeling. According to the results obtained in this study, it can be seen that the reinforcement by stone columns plus the presence of the geosynthetic layer decreases the settlement and increases the stiffness of the backfill and its bearing capacity

Key word: Embankment, compressible soil, reinforcement, ballasted column, geosynthetic, pavement, stability, numerical modeling.

ملخص

تعد حركة المرور على الطرق إحدى البنى التحتية الرئيسية التي تلعب دوراً مهماً في التنمية الاقتصادية لأي بلد في جميع أنحاء العالم. تعتبر هندسة الرصف عاملاً رئيسياً في تصميم وبناء الطرق الدائمة التي تعتمد في الغالب على السدود. يشكل بناء السدود على التربة القابلة للانضغاط مشاكل في الاستقرار مثل المستوطنات وقدرة تحمل التربة.

تم استخدام تقنية تقوية العمود الحجري لهذا النوع من التربة الرخوة من جهة؛ وفي وجود بقعة أرضية اصطناعية عند قاعدة الجسر من ناحية أخرى. الهدف من هذه النمذجة العددية هو التحقق من ثبات جسر مبني على أرضية ناعمة ومدعوم بعمدة حجرية باستخدام طريقة العناصر المحدودة القائمة على PLAXIS 3D (v20) و PLAXIS 2D (v8.2) على بعمدة حجرية باستخدام طريقة العناصر المحدودة القائمة . تم إجراء تحليل مفصل لاستقرار الردم وفقاً للمعايير الهندسية والميكانيكية المختلفة للعمدة الحجرية. تم استخدام نموذج Mohr-Coulomb لنمذجة المواد.

وفقاً للنتائج التي تم الحصول عليها في هذه الدراسة، يمكن ملاحظة أن التعزيز بواسطة العمدة الحجرية بالإضافة إلى وجود الطبقة الأرضية الاصطناعية يقلل من الهبوط ويزيد من صلابة الردم وقدرته على التحمل.

الكلمات المفتاحية: الردم، التربة القابلة للانضغاط، التعزيز، العمود المثقل، الأرض الاصطناعية، الرصيف، الثبات، النمذجة العددية.

Table des matières :

Introduction general	1
1 Introduction	5
2 Définition Des Sols Compressible	5
2.1 Les argiles	5
2.2 Les tourbes	6
2.3 Les limons	7
3 Propriétés Caractéristiques Des Sols Compressibles	8
3.1 Caractéristiques des argiles	8
3.2 Structure moléculaire microscopique des argiles	8
3.2.1 Kaolinite : $(\text{Si}_4\text{O}_{10})\text{Al}_4(\text{OH})_8$	9
3.2.2 Montmorillonite : $(\text{OH})_4\text{Si}_8(\text{Al}_{3+10/3}, \text{Mg}_{2/3})\text{O}_{20}, n\text{H}_2\text{O}(6)$	9
3.2.3 Illite : $(\text{K}, \text{H}_2\text{O})_2\text{Si}_8(\text{Al}, \text{Fe}, \text{Mg})_{4,6}\text{O}_{20}(\text{OH})_4$	10
4 Les sols gonflants :	10
4.1 Introduction :	10
5 Les Argiles et le phénomène de gonflement	10
5.1 Minéraux argileux :	11
5.2 Les caractéristiques minéralogiques des argiles	11
5.3 Structure minéralogique des argiles	13
5.3.1 Le feuillet	13
5.3.2 La particule	14
5.3.3 L'agrégat :	15
5.4 Classification des minéraux argileux	15
5.4.1 Minéraux de type (T-O)	16
5.4.2 Minéraux de type (T-O-T)	16
5.4.3 Minéraux de type (T-O-T-O)	16
5.4.4 Minéraux inter stratifiés	17
5.5 La nature et les différents types des sols argileux	17
5.6 Propriétés des argiles	18
5.6.1 Les argiles d'altération	18
5.6.2 Les argiles fluviales	18
5.6.3 Les argiles lacustres	18

5.6.4	Majeur des fleuves, lors Les argiles marines	19
5.7	Phénomène du retrait- gonflement	19
5.8	Comportement des sols argileux gonflants.....	19
5.9	Définition des paramètres du gonflement.....	20
5.10	Mécanismes de gonflement	21
6	Conclusion.....	21
1	Introduction	23
2	Définition d'un remblai	24
3	Les types des remblais.....	24
3.1	Remblai routier	24
3.2	Remblai ferroviaire.....	25
4	Matériaux utilisés d'un remblai :	26
4.1	Les matériaux rocheux :	26
4.1.1	Les matériaux sains	26
4.1.2	Les matériaux rocheux évolutifs	26
4.2	Les sols	27
4.3	Les sous-produits industriels	27
5	Description des techniques constructives des remblais.....	28
5.1	Construction par étape	28
5.2	Banquette latérale	28
5.3	Surcharge Temporaire	29
5.4	Remblais allégés	29
6	Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles	30
6.1	Les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressible	30
6.1.1	Problèmes de tassement	31
6.1.2	Rupture générale par poinçonnement.....	32
6.1.3	Rupture par glissement (rotationnelle).....	32
7	Approches pour la prévision des tassements.....	33
7.1	Méthodes d'évaluation de l'amplitude des tassements.....	33
8	Conclusion.....	35
1	INTRODUCTION.....	37
2	Définition	37
3	Nature et origine du ballast	38
4	Fonctions du ballast.....	40

5	Les caractéristiques du ballast.....	42
5.1	Caractéristiques Géotechniques.....	43
6	Principales techniques de mise en œuvre.....	44
7	Dimensions des colonnes.....	46
8	Vibreurs.....	47
9	Comportement des colonnes ballastées.....	48
9.1	Notions de base.....	48
9.2	Modèles de comportement d'un réseau de colonnes isolées sous charge statique verticale :	50
10	Conclusion.....	52
1	Introduction.....	55
2	Renforcement des sols par inclusions rigides.....	55
3	Renforcement des sols par inclusions souples :	56
3.1	La terre armée :.....	56
3.2	Le clouage.....	57
3.3	géo-synthétiques.....	Erreur ! Signet non défini.
3.3.1	Les géotextiles.....	58
3.3.2	Les géogrilles :	59
3.3.3	Les géo-membranes.....	60
3.3.4	Les géo-composites.....	61
4	Mécanismes de Renforcement.....	62
4.1	Mécanisme de Confinement.....	62
4.2	Mécanisme de surface de rupture modifiée.....	62
5	Avantages de l'utilisation de géo-grille pour le renforcement.....	62
6	Conclusion.....	63
1	Introduction.....	65
2	Description de modèle.....	66
2.1	La géométrie de modèle.....	66
2.2	Conditions aux limites :	67
2.3	Caractéristiques des matériaux.....	67
2.4	Généralité de maillage :	69
2.5	Conditions initiales.....	70
2.6	Procédure du calcul.....	73
3	Méthode de l'analyse.....	78

4	Les principaux résultats.....	78
4.1	Déformation du maillage	78
4.2	Les points plastiques.....	80
4.3	Le déplacement vertical (tassement)	80
4.4	Déplacement horizontal.....	81
4.5	Information de calcul.....	81
5	Mécanisme de rupture	82
6	Teste de validation	83
7	Conclusion.....	84
1	Introduction	86
2	Effet des paramètres.....	86
2.1	Caractéristique mécanique.....	86
2.1.1	Effet de l'angle de frottement interne des colonnes ballastées sur le facteur de sécurité.....	86
2.1.2	Effet de l'angle de frottement interne des colonnes ballastées.....	88
2.2	Paramètre géométrique	89
2.2.1	Effet de diamètre des colonnes ballastées.....	89
2.3	Effet de présence de la nappe de géo-synthétique	91
2.3.1	Discussion et interprétation des résultats	91
2.4	Effet d'espacement entre les axes des colonnes ballastées.....	92
2.4.1	Discussion et interprétation des résultats :.....	94
3	Conclusion.....	96
1	Conclusion générale :	98
2	Recommandations	99
	REFERENCES PRINCIPALES	Erreur ! Signet non défini.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La chaussée moderne, surtout lorsqu'elle appartient à une voie importante à trafic rapide, comme une autoroute, s'accommode mal à des déformations notables après sa mise en service. Ces déformations peuvent provenir d'un sous-sol instable, même lorsque le corps de chaussée proprement dit a été construit de façon satisfaisante. C'est le cas, particulier, des chaussées mises en place sur des remblais eux-mêmes fondés sur sols compressibles. Le sol de fondation chargé par le remblai, tasse et entraîne avec lui le remblai et la chaussée. Comme d'une part, ces sols de fondation sont souvent hétérogènes et, comme, d'autre part, dans une zone compressible, il existe des points durs (points où le tassement est faible ou nul : ouvrages d'art fondés sur pieux, par exemple), des tassements différentiels peuvent se produire entraînant des déformations importantes de la route, en profil en long et en profil en travers. L'évolution du réseau routier et autoroutier impose parfois le passage par des sols compressibles de mauvaise qualité (vases, tourbes, limons, argiles molles, etc.) En ce qui concerne leurs propriétés mécaniques en tant que sols de fondation, tous ces sols sont caractérisés par :

- ✚ Une faible résistance au cisaillement à court terme ou cohésion non drainée C , (c'est-à-dire tant que les sols compressibles ne se sont pas consolidés sous les charges qui leur sont appliquées) qui est alors augmentée au fur et à mesure de la consolidation du sol de fondation ;
- ✚ Une compressibilité importante conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, ont une durée généralement longue (plusieurs années, voire même des dizaines d'années) Ces sols sont généralement situés dans la nappe et sont donc saturés. Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages. Par contre, moyennant des études préalables sérieuses et des méthodes de construction adaptées, un remblai peut, tant que la chaussée n'est pas mise en place, s'adapter à des déformations, même importantes, et par conséquent être fondé sur ces sols très compressibles. Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types.
- ✚ Problèmes de stabilité qui apparaissent lorsqu'une certaine hauteur du remblai est dépassée, ou lorsque ce remblai est construit avec un coefficient de sécurité trop faible ;

- ✚ Problèmes de tassement causés par la charge appliquée par le remblai dont l'amplitude est grande et de longue durée. Pour cela une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

Les remblais construits sur des sols de fondation mous 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 doit être reprises par le sol de fondation. Si le sol de fondation n'a pas la résistance adéquate au cisaillement, des ruptures peuvent survenir.

Le choix d'une solution de construction du remblai doit être fait, d'une part, à partir de considérations économiques et, d'autre part, à partir des éléments techniques arrivant en conclusion des études de stabilité et de tassement. Dans la pratique, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes concernant notamment :

- ✚ les conditions initiales, notamment en profondeur,
- ✚ les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non-linéaires, anisotropes, discontinus, etc.
- ✚ les conditions hydrauliques : position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée. L'eau est la cause déclenchant la plupart des mouvements ; c'est un facteur variable dans le temps.

Cependant une longue expérience a été acquise, soit en matière des méthodes de calcul soit dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de remblais renforcés par des colonnes ballastées peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Ce travail de mémoire constitue une simulation paramétrique de la stabilité d'un remblai reposant sur un sol mou renforcé par les colonnes ballastées et en présence d'une nappe de géo-synthétique. Ce type de sols contenant des minéraux argileux présentent la particularité de voir leur état et leur consistance se modifier en fonction de la teneur en eau. Ils peuvent être rigides à faible humidité et devenir plastiques voire liquides lorsque cette humidité augmente. Ces variations d'état s'accompagnent de variations de volume plus ou moins importantes en fonction de la nature minéralogique des composants argileux. Les changements des caractéristiques mécanique ou géométrique des colonnes ballastées sont directement liés à la stabilité du remblai.

Ces variations des caractéristique mécanique et géométrique ainsi qu'une présence d'une couche de géo-synthétique qui peuvent être influent positive ou négativement à la stabilité du remblai ou moins dommageables non seulement pour les remblais mais aussi pour les superstructures.

L'objectif de ce travail est plus particulièrement axé sur l'évaluation numérique des paramètres influents sur la stabilité et le comportement du remblai construit sur un sol mou renforcé par des colonnes ballastées et en présence d'une nappe de géo-synthétique a la base du remblai.

CHAPITRE 1 :
APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE
SUR LES SOLS MOUS

LES SOLS MOUS

1 Introduction

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale. L'amplitude et la vitesse de ce tassement varient dans de grandes proportions suivant le type de sol considéré. Les sols compressibles sont généralement de formation récente, inaptes à supporter un ouvrage d'art, mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir de fondation à un remblai. Les remblais routiers, tout au moins ceux qui ont une hauteur importante, sont souvent édifiés sur des sols très compressibles. Ils sont en effet, le plus souvent, construits dans des zones de dépression comportant de grandes épaisseurs de tels sols, soit que le remblai serve lui-même à la traversée de la vallée, soit qu'il s'agisse du remblai d'accès à un ouvrage franchissant une rivière. Les sols compressibles sont caractérisés par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés) ;
- Une résistance au cisaillement très faible ;
- Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

2 Définition Des Sols Compressible

2.1 Les argiles

Les argiles sont des roches sédimentaires à grains fins, de taille inférieure à 5 μm , composée pour une large part de minéraux spécifiques, silicates en général, d'aluminiums plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée qui explique leur plasticité, ou bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption. Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à 0,2 mm/h), appelée couramment terre glaise, colorée par des oxydes de fer en ocre, rouge, vert. Les argiles peuvent être gonflantes, notamment celles de la famille des Montmorillonites lorsqu'elles absorbent l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse, allant jusqu'à fissurer en surface et même sur une profondeur de 2 m à 4 m. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence de provoquer un tassement sensible du sol.

Comme indiqué dans la figure 1.1

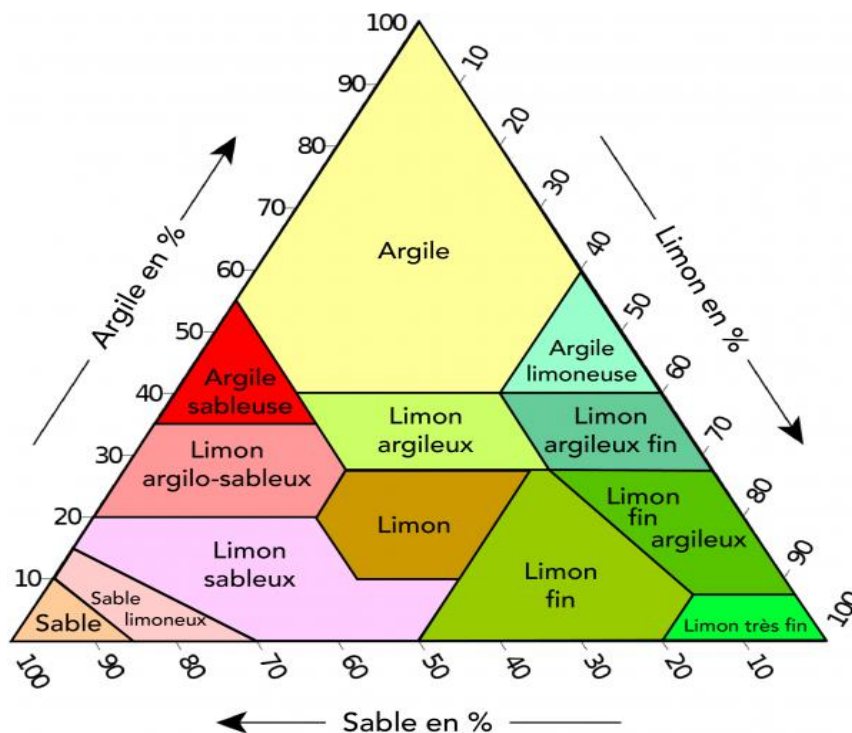


Figure 1.1 : la texture du sol

2.2 Les tourbes

Les tourbes sont des dépôts naturels organiques très compressibles, à hautes teneurs en matière organique, à très hautes teneurs en eau et à très hauts degrés de saturation, dont le contenu en fibres végétales décomposées constitue une structure anisotrope qui influence les résistances mécaniques. Le tassement de la tourbe ne suit généralement pas les lois classiques de la consolidation des argiles.

- La pression de reconsolidation est généralement difficile à déterminer, bien qu'il s'agisse vraisemblablement de sols normalement consolidés.
- La phase de consolidation est généralement très courte et malaisée à définir.
- La compression secondaire est souvent prédominante. Les indices de compression déterminées à l'œdomètre sont très forts (supérieurs à 1). La perméabilité a généralement une composante horizontale beaucoup plus forte que la composante verticale. Cette perméabilité diminue notablement au cours du tassement.

Comme montré dans les figures suivantes 1.2 et 1.3



Figure 1.2 : la tourbe

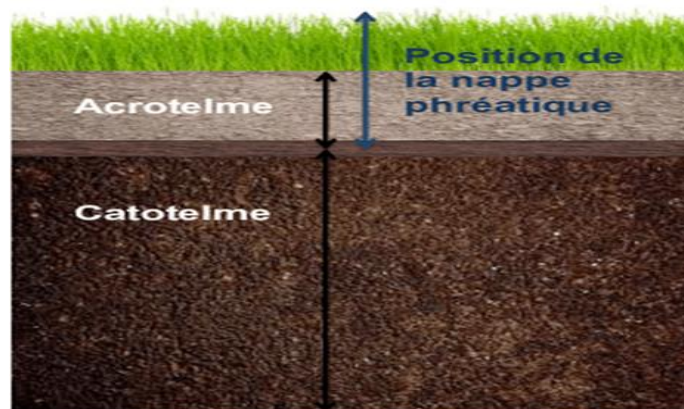


Figure 1.3 :Structure verticale de la tourbe

2.3 Les limons

Les limons, constitués de silt, de loess et de, possèdent un squelette siliceux à silitocalcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles ; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et sont donc à éviter pour les fondations. Comme indiqué dans la figure 1.4



Figure 1.4 : sol limoneux

3 Propriétés Caractéristiques Des Sols Compressibles

Les sols objets de ce guide (tourbes, vases, argiles molles, limons argileux ou lâches) ont en commun trois caractéristiques:

- Une déformabilité élevée, fonction de la charge appliquée et du temps,
- Une faible perméabilité, qui varie avec les déformations du sol,
- Une résistance limitée, qui croît en général avec la profondeur. La mesure de ces propriétés est décrite dans les manuels de mécanique des sols. Dans la pratique française courante.
- La déformabilité est étudiée à l'œdomètres (essais de chargement par paliers, essais de fluage) et décrite par une relation semi-logarithmique entre l'indice des vides et la contrainte effective verticale.

3.1 Caractéristiques des argiles

Les argiles sont des sols très sensibles à d'eau. Elles sont à l'origine de nombreux désordres dans les constructions. Elles peuvent être classées en deux grandes catégories :

- **Argiles plastiques** : indurées et très déformables.
- **Argiles raides** : indurées et présentent un comportement plus fragile que de la limite d'élasticité. Ceci à cause de la présence des carbonates et du quart microscopique.

3.2 Structure moléculaire microscopique des argiles

Le feuillet élémentaire se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens covalents et les liaisons ioniques assurent l'assemblage des feuillets élémentaires.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement

- Forces d'attraction moléculaires de qui sont des liaisons faibles
- Liaisons hydrogènes qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme l'oxygène.
- Substitutions isomorphes qui consistent en le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence. Ce dernier phénomène crée des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets (remplacement d'un ion Si^{4+} par un ion Al^{3+} dans la couche octaédrique d'aluminium).

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en compte un grand nombre d'espèces, qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation.

Trois types d'argile sont couramment rencontrés : la Kaolinite, la Montmorillonite et l'Illite.

Les argiles sont formées par l'assemblage de particules de taille inférieure à 2 μm chargées négativement comme la Smectite, l'illite et la Kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau.

3.2.1 Kaolinite : $(\text{Si}_4\text{O}_{10})\text{Al}_4(\text{OH})_8$

C'est un empilement de feuillet double tétraédrique et octaédrique. Les liaisons sont dues à H^+ et à des valences secondaires elles sont fermes. La kaolinite résulte d'une altération en climat chaud et humide ces caractéristiques sont relativement peu influencées par l'eau.

Comme montré dans la figure 1.5

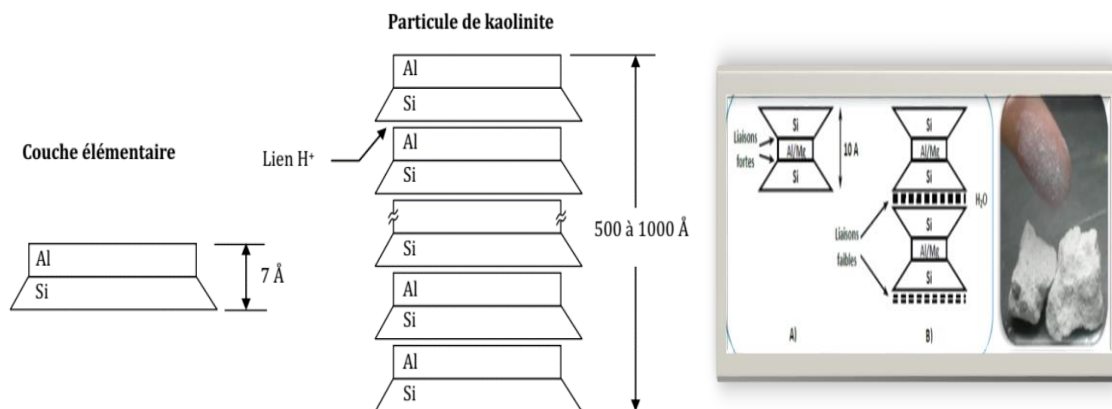


Figure 1.5 : Structure élémentaire de la Kaolinite

3.2.2 Montmorillonite : $(\text{OH})_4\text{Si}_8(\text{Al}_3+10/3, \text{Mg}_2/3)\text{O}_{20}, n\text{H}_2\text{O}$ (6)

C'est un empilement de feuillets triples composés d'un feuillet octaédrique compris entre deux feuillets tétraédriques. La liaison entre les trois couches se fait par des valences secondaires et des liaisons ioniques elle est très faible et l'eau peut entrer entre les feuillets triples et causer ainsi un gonflement. Comme indiqué dans la figure 1.6

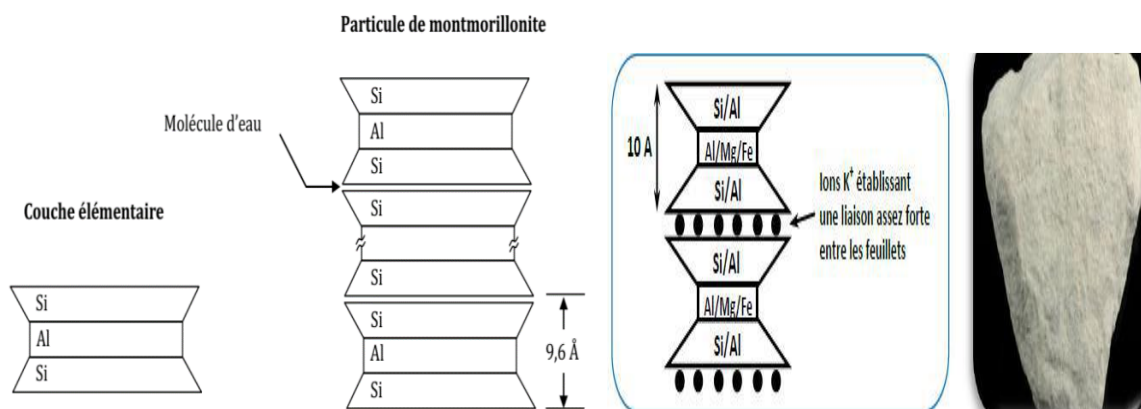


Figure 1.6 : Structure élémentaire de la Montmorillonite

3.2.3 Illite : $(K, H_2O)_2 Si_8 (Al, Fe, Mg)_{4,6} O_{20} (OH)_4$

Formée des mêmes feuillets triples que la montmorillonite mais solidarisés avec des (ions K^+) fermement, L'illite n'est pas gonflante. Elle provient de l'altération des sols des régions arides et aussi tempérées, Sa susceptibilité à l'eau est entre celle de kaolinite et de la montmorillonite. Comme montré dans la figure 1.7

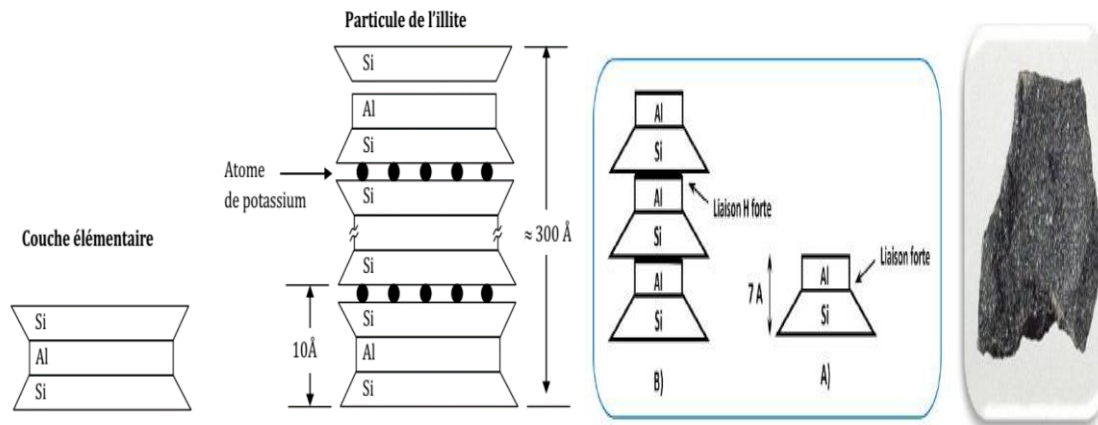


Figure 1.7 Structure élémentaire de L'Illite

4 Les sols gonflants :

4.1 Introduction :

Les sols susceptibles de gonfler sont pour l'essentiel des argiles. Les particules d'argiles sont caractérisées par un déficit de charges ; ce déficit confère aux argiles un potentiel d'adsorption des molécules d'eau qui est à l'origine du phénomène de gonflement.

Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays de climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste. Les études sur le gonflement ne devraient pas être séparées de celles sur le retrait. Ce phénomène de retrait-gonflement ne s'applique qu'aux sols argileux, mais l'amplitude du phénomène dépend de la nature minéralogique, chimique et mécanique des constituants d'un sol argileux.

5 Les Argiles et le phénomène de gonflement

Le terme d'argile désigne non seulement une formation rocheuse et la matière première qui en résulte et dont les caractéristiques sont présentées ci-après mais il définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales, dont le diamètre des grains est inférieure à deux micromètres ($<2\mu m$). En tant que matière première brute, l'argile est donc

un mélange de minéraux argileux et d'impuretés cristallines sous forme de débris rocheux de composition infiniment diverse. Étés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

L'intérêt accordé ces dernière années à l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, l'importance des surface spécifique qu'elles développent, la présence des charges électrique sur cette surface et surtout l'échangeable des cations inter-foliaire.

L'argile c'est une roche sédimentaire, Contient beaucoup des minéraux, silicates d'aluminium plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée. Il a une propriété d'absorption. Les minéraux le plus commun dans les suivant : Kaolinite, Illite, Montmorillonite et Chlorite Les phénomènes introduisent par les minéraux argileux sont :(le gonflement, le retrait, le tassement)

5.1 Minéraux argileux :

Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leurs origines de l'altération chimique de certains minéraux composant les matériaux parents. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des Phyllo silicates. Sur le plan chimique, ce sont des aluminosilicates hydriques ajoutés à d'autres ions métalliques. Ils sont Composés des particules de formes aplaties et de dimensions très petites qu'on ne peut voir qu'au Microscope électronique, les cristaux ressemblent à de minces plaques ou plaquettes. Leur formule Chimique est de la forme suivante : $(\text{SiO}_2)_m (\text{Al}_2\text{O}_3)_n (\text{H}_2\text{O})_p$

5.2 Les caractéristiques minéralogiques des argiles

Cette section reprend brièvement les principales caractéristiques minéralogiques des argiles car celles-ci ont une importance primordiale pour une bonne compréhension du phénomène de gonflement. Les minéraux argileux font partie du groupe des phyllo silicates qui contiennent une grande proportion d'eau emprisonnée entre des feuillets de silice. Sur le plan chimique, ce sont des hydriques-aluminosilicates ajoutés à d'autres ions métalliques. Les figures 4 et 5 illustrent le bloc.

Moléculaire de l'argile qui est constituée de feuillets d'oxyde de silice tétraèdre (SiO_4) et de feuillets d'alumine octaèdre ($\text{Al}(\text{OH})_6$). Comme indiqué dans la figure 1.8

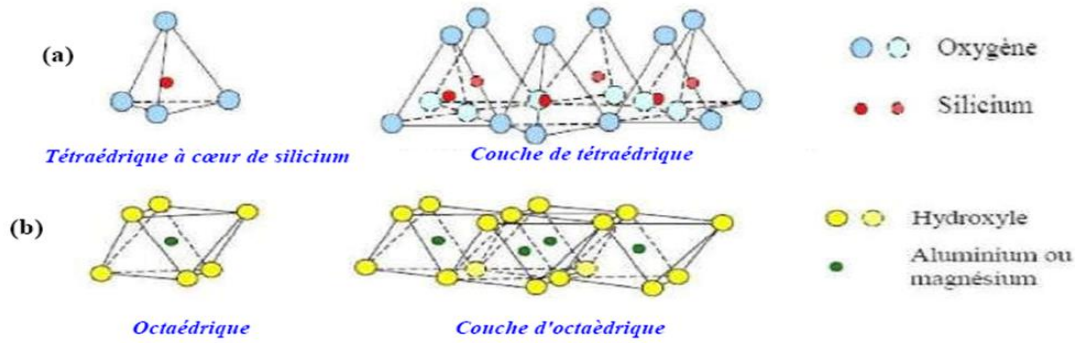


Figure 1.8 couches tétraédriques et octaédriques

Alors que la méthode la plus précise pour classer les minéraux argileux est celle de la Diffraction par rayons-X. Il existe deux autres méthodes simples d'approximation, la Première consiste à calculer le coefficient d'activité (A) et la deuxième méthode proposée par Casagrande suggère d'utiliser les limites d'Atterberg comme méthodes indirectes. En effet, l'abaque de plasticité de Casagrande peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision par diffraction ou par différentiation thermique Holtz, (1991). Connaissant la limite de liquidité WL et l'indice de plasticité IP, le minéral peut être déterminé en plaçant les points sur la figure 1.9

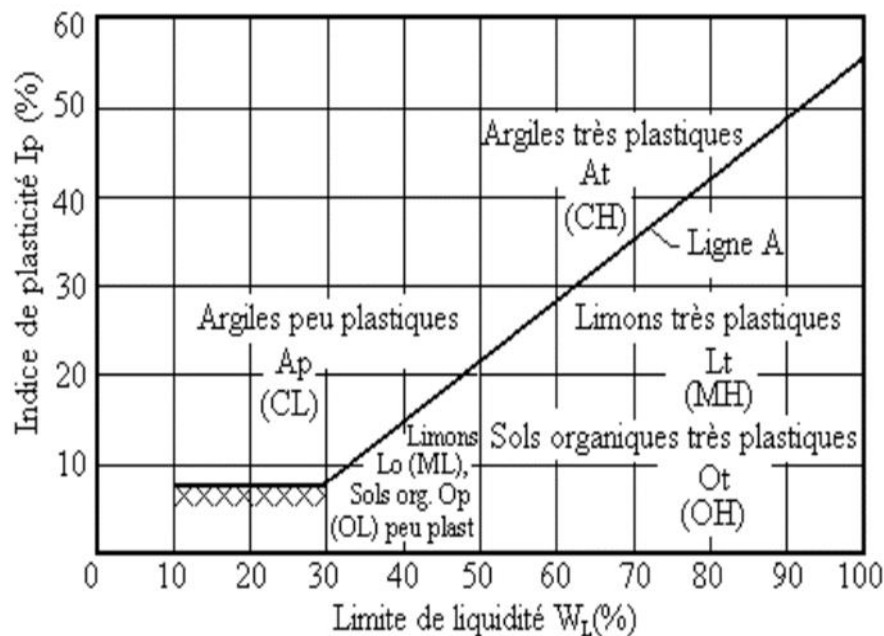


Figure 1.9 : Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casa-grande

5.3 Structure minéralogique des argiles

La structure initiale des sols argileux se forme, en règle générale, lors de la sédimentation en milieu aqueux des produits de l'altération des massifs rocheux contenant des quantités importantes de petites particules de minéraux secondaires. Par la suite, des processus lents et variés de diagenèse peuvent modifier sensiblement la structure initiale de ces argiles. La combinaison de particules isolées et d'agrégats conduit à la formation d'un système structurel, c'est-à-dire une disposition ordonnée des particules et agrégats dans le sol indépendante de l'influence des parties gazeuses ou liquides du sol, qui se forme dans les processus de sédimentation, de diagenèse et de post-genèse.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés, il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium, dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des Phyllo silicates. Ils sont issus de la dégradation lente de minéraux préexistants. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles, Jackson & Sherman 1953, cités par Gaombalet, 2004). Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière.

5.3.1 Le feuillet

Est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches. Les couches tétraédriques, de formule générale SiO_4 et dont l'épaisseur est de 3 \AA : l'oxygène occupe les sommets du tétraèdre et le centre est occupé par un atome de silicium et les couches octaédriques, de formule générale $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ ou $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ et dont l'épaisseur est de 4 \AA : les octaèdres ont leurs sommets occupés par des hydroxyles OH dont le centre est occupé par un atome d'aluminium ou un atome de magnésium. Il représente l'élément de base constitutif d'une argile et joue par conséquent un rôle très important dans la connaissance des caractéristiques de celle-ci et de son comportement hydromécanique. La figure 1.10

Le feuillet formé par la liaison d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique est dit de type 1:1 ou Te-Oc feuillet de kaolinite par exemple, l'épaisseur du feuillet est de l'ordre de $7,2 \text{ \AA}$. Tandis que le feuillet formé par l'inter-calage d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques est de type 2:1 ou Te-Oc-Te, feuillet de montmorillonite par exemple, l'épaisseur du feuillet dans ce cas est de l'ordre de $9,6 \text{ \AA}$ environ Mitchell, (1993). Figure 1.11

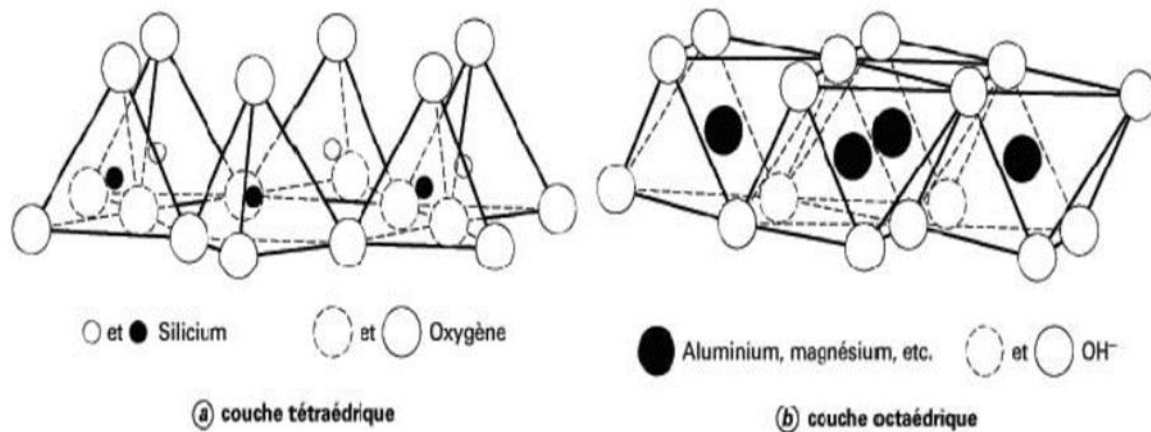


Figure 1.10 : Couches tétraédrique et octaédriques typiques des argiles Mitchell, (1993)

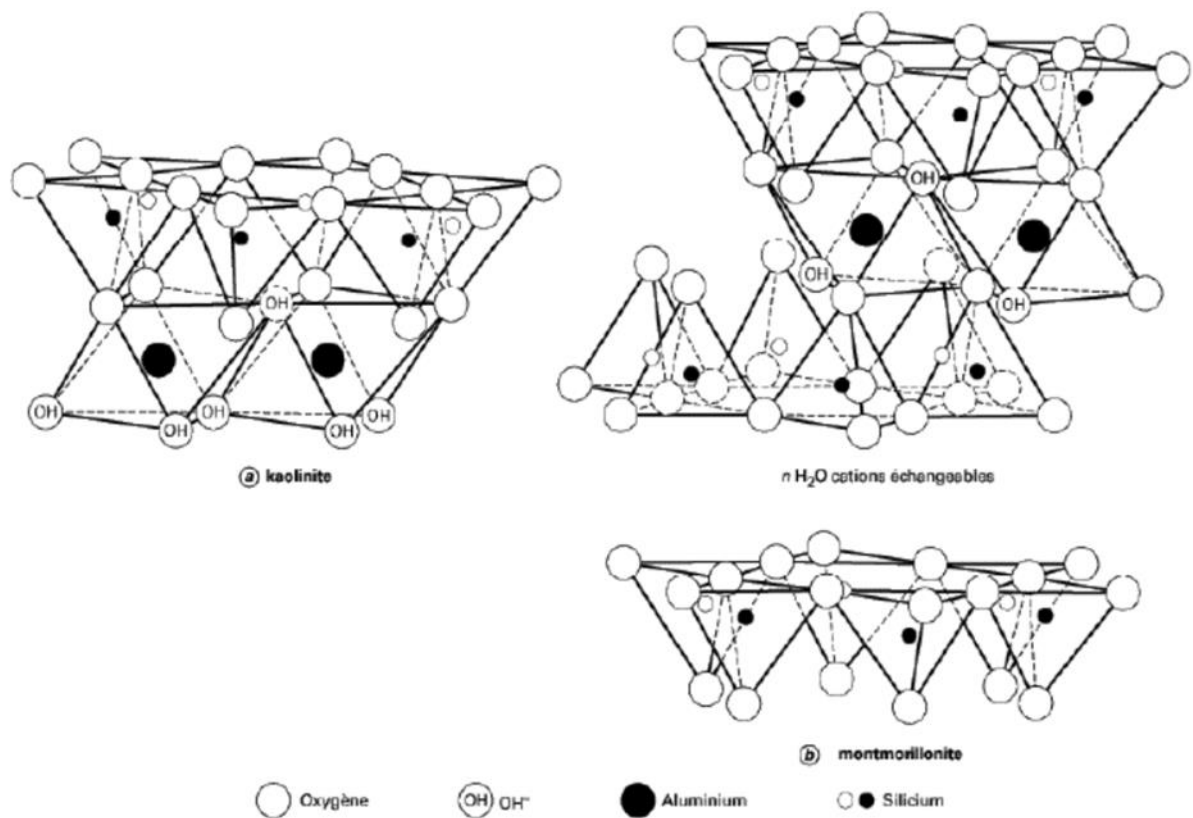


Figure 1.11: Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite Mitchell, (1993)

5.3.2 La particule

Appelée aussi cristallite ou tactoïde est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de 2 μm . La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile considéré et sont également fonctions de son état hydrique,

Ben Rhaeim et al, (1986) ; Saiyouri, (1996). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaï dont les dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités : la porosité inter lamellaire ou interfoliaï, ou intra particulaire définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité inter-particulaire ou lenticulaire définie entre deux surfaces externes de deux particules.

5.3.3 L'agrégat :

Appelé aussi grain est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de cette structure est donnée sur la figure 2.7. L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux. Pour simplifier, Gens et Alonso (1992) ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux : le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. C'est ce que les auteurs qualifient de double structure. Figure 1.12

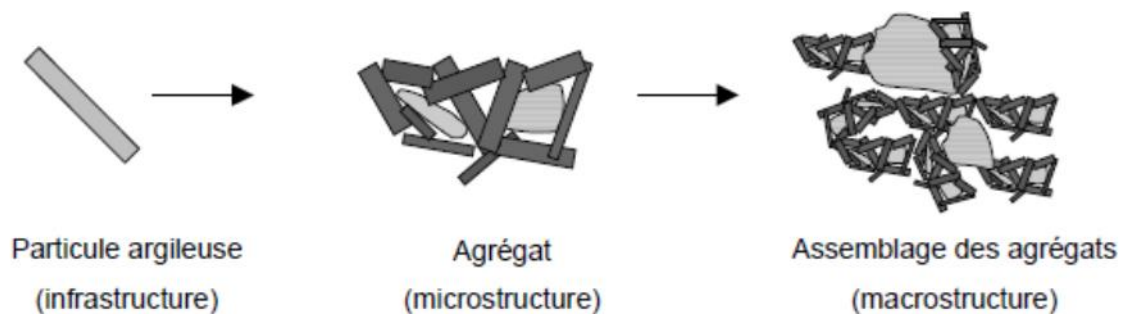


Figure 1.12: Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso.1992)

5.4 Classification des minéraux argileux

La classification des argiles et leur nomenclature dépendent de leur composition chimique et de l'ordre structural. La classification adoptée par le comité de nomenclature de l'Association Internationale pour l'Etude des Argiles (AIPEA) varie avec les données structurales. Suivant le mode d'agencement des tétraèdres et des octaèdres on distingue 2 grandes familles de

minéraux : -Les minéraux fibreux qui sont des espèces à pseudo feuillets, par exemples les palygorskites (attapulgite) et les sépiolites. - Les minérales phyllies à structures lamellaires. Ces derniers sont les plus répandus et les plus étudiés. Leur classification est basée sur le mode d'association des couches structurales et le degré d'occupation des sites de la couche octaédrique (di ou tri octaédrique). Selon la séquence d'empilement des couches tétraédriques et octaédriques on distingue des minéraux de type (T-O), (T-O-T), (T-O-T-O) et Inter stratifiés.

5.4.1 Minéraux de type (T-O)

A une couche d'octaèdres et une couche de tétraèdres, l'épaisseur du feuillet élémentaire est de 7 Å. Ces feuillets élémentaires adhèrent assez fortement entre eux par leurs faces basales, des liaisons hydrogènes existant entre les oxhydroyles de la base d'un feuillet et les oxygènes du haut du feuillet en dessous. Il constitue ainsi une particule primaire, qui comprend de 70 à 100 feuillets accolés. L'halloysite résulte de l'adjonction des couches d'eau entre les feuillets, l'équidistance entre les feuillets hydratés est donc variable dans ce cas. La formule générale d'un feuillet de Kaolinite est donnée par la formule suivante : $n [Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4]$.

5.4.2 Minéraux de type (T-O-T)

Ce type de minéraux résulte de la combinaison d'une couche octaédrique placée entre deux couches tétraédrique. Les minéraux présentant cette structure sont très nombreux, car les substitutions sont fréquentes aussi bien dans la couche tétraédrique que dans la couche octaédrique, ce qui entraîne la présence de différents cations nécessaires à la neutralisation électrique. La nature de ces cations et leur liaison plus ou moins intime avec le feuillet qu'ils relient, multiplient les espèces chimiques et modifient les propriétés physicochimiques des minéraux. L'équidistance caractéristique varie de 9.4 à 15Å° selon le contenu de l'inter feuillet. A ce type correspondent les groupes du talc, des smectites, des vermiculites et des micas.

5.4.3 Minéraux de type (T-O-T-O)

A une couche d'octaèdre encadrée par deux couches tétraédriques et un inter feuillet constitué par une couche d'octaèdre ; les feuilles épaisses de 14 Å sont assez fortement liées entre elles pour les chlorites vraies. Les pseudos chlorites peuvent présenter des phénomènes de gonflement notables. Harrat M, (2007).

5.4.4 Minéraux inter stratifiés

Les similitudes dimensionnelles, à micro échelle, des différentes argiles, permettent l'inter stratification de plusieurs types de feuillets. Parmi les inters stratifiés les plus fréquents, citons : Illite smectite, entre argiles T-O-T, mais aussi inter stratifiés entre argiles T-O-T et argiles, tel que smectite-kaolinite T-O. Ces inters stratifiés peuvent présenter tous les degrés d'ordre, entre distribution parfaitement régulière et distribution totalement aléatoire des différents types de feuillets. Un inter stratifié est considéré comme irrégulier si l'empilement des différents types de feuillets est aléatoire, c'est-à-dire si aucune séquence répétitive ne se dessine.

5.5 La nature et les différents types des sols argileux

Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes. Le mot « particules élémentaires » désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes. Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents : kaolinite, illite, montmorillonite, ... etc. Les types d'argiles les plus fréquents sont : la kaolinite, la montmorillonite et l'illite. Ces différents types d'argiles se comportent différemment vis à vis de l'eau. Figure 1.13

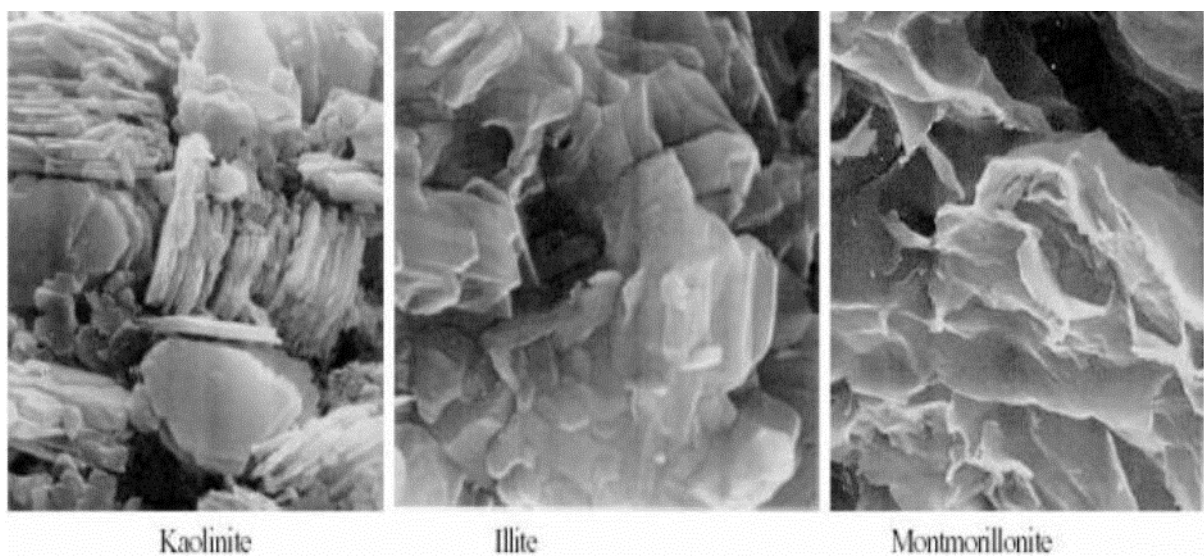


Figure 1.13 : des argiles au Microscope Electronique à Balayage Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006).

5.6 Propriétés des argiles

Les propriétés bien particulières des minéraux argileux sont dues à la petite taille, la structure en feuillets et la charge négative des particules. Elles forment avec l'eau des solutions colloïdales qui flocculent lorsque les charges de surface des particules sont neutralisées par des ions. Ce phénomène est réversible: les particules retrouvent l'état dispersé lorsque les ions sont éliminés par rinçage. Les argiles fixent l'eau par adsorption à leur surface et augmentent de volume par gonflement. Elles constituent ainsi une réserve d'eau. L'argile sèche développe une tension de succion importante pour l'eau qui peut s'opposer à celle des racines des plantes. Avec adjonction croissante d'eau, la tension de succion diminue, l'ensemble eau-argile devient plastique, puis visqueux et finalement les particules d'argile se dispersent dans l'eau en formant une solution colloïdale. L'argile imprégnée d'eau qui se dessèche se rétracte et se casse par des fentes de retrait. Les argiles confèrent au sol sa structure et ses propriétés mécaniques. Elles sont associées aux autres composants et constituent les complexes argilo-humiques, leur teneur peut atteindre 50%. Elles sont généralement à l'état flocculé, généralement par l'action des ions Ca^{2+} et H^+ , ce qui donne au sol ses qualités agronomiques: bonne aération entre les agrégats, retrait modéré à la dessiccation, bonne perméabilité à l'air et l'eau. En revanche, les sols dont les argiles sont dispersées, et non flocculées, présentent des caractères défavorables à la culture: mauvais état structural, mauvaise circulation de l'air et de l'eau, retrait important à la dessiccation, forte adhérence aux outils travaillant le sol. Les couches argileuses imbibées d'eau sont imperméables : elles font obstacle à l'infiltration de l'eau et permettent la formation de nappes phréatiques ; elles peuvent également interrompre la remontée du pétrole vers la surface et favoriser sa concentration dans des « pièges ». Enfin, la structure en feuillets et la plasticité des argiles peuvent, dans certaines conditions, être la cause de glissements de terrain on distingue suivant leur origine.

5.6.1 Les argiles d'altération

Formées principalement par l'altération des calcaires en climat tempérés des latérites en climat chauds et humide.

5.6.2 Les argiles fluviales

Elles se déposent surtout dans le lit des décrues.

5.6.3 Les argiles lacustres

Déposées dans les lacs et étangs.

5.6.4 Majeur des fleuves, lors Les argiles marines

Ce sont des argiles d'origine continentale déposées en milieu marin, et généralement modifiées par la diagénèse.

5.7 Phénomène du retrait- gonflement

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux (Montmorillonites, saponites et autres natronites) ou tourbeux qui sont capables de f Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau) ; la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs). Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions sur tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses, mais il existe aussi des roches gonflantes, telles l'anhydrite ou les schistes carton. Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays de climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste.

5.8 Comportement des sols argileux gonflants

Le gonflement des sols (augmentation de volume) doit être associé à leur retrait (diminution de volume), si l'on veut comprendre l'évolution du terrain lors des cycles d'humidification et de séchage. Ces variations de volume, provoquées par l'interaction des molécules d'eau avec les particules d'argile, dépendent de l'état initial du sol entre les états extrêmes que sont l'état sec caractérisé particules d'argile, Dépendent de l'état initial du sol entre les états extrêmes que sont l'état sec caractérisé, figure 1.14

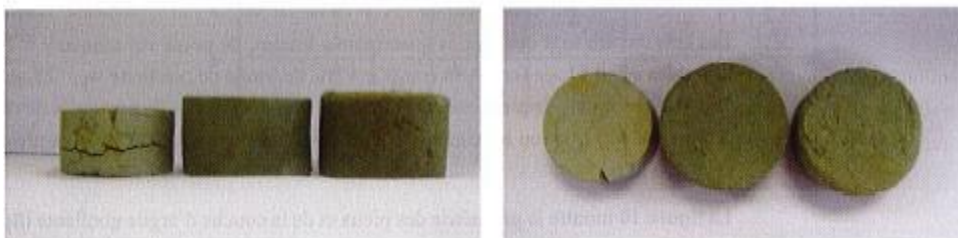


Figure 1.14 : trois états d'un même sol (sec, initial, saturé d'eau).

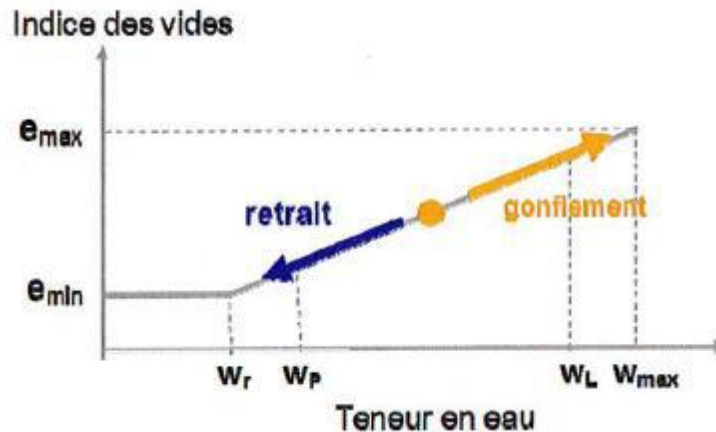


Figure 1.15 : retrait et gonflement sans complémentaires et dépendent de l'état initial.

5.9 Définition des paramètres du gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficile la caractérisation des paramètres hydromécaniques des sols gonflants. Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

- La pression de gonflement (σ_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.
- Le potentiel de gonflement (ε_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale (Δh) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.
- L'indice de gonflement (C_g) traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique.

5.10 Mécanismes de gonflement

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'eau sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches argileuses et les roches composées d'anhydrite. Le processus de gonflement inter-particulaires met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variant. Il dépend aussi de la texture du matériau, c'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles, comme l'en montrera dans la suite. On présentera aussi le cas de l'anhydrite dont la transformation en gypses, en présence d'eau, provoque un gonflement notable.

6 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la description des sols argileux en général alors que les sols argileux sont des sols qui tassent lorsqu'on les soumit à une charge, parmi les caractéristiques des sols argileux on trouve une déformabilité élevée et une résistance limitée.

Il existe plusieurs problématiques des remblais sur sols compressibles mais des techniques de renforcements et de traitement des sols sont utilisées, ces techniques ont pour objectif de palier à ce phénomène très préjudiciable pour les constructions.

Les techniques de renforcement de sols compressibles par le système d'inclusion rigides ou géogrilles sont très importantes, l'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau...etc.), pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols compressibles.

Les traitements peuvent avoir un caractère définitif ou provisoire pendant la phase chantier.

Ces techniques restent assez onéreuses car il faut des entreprises spécialisées.

CHAPITRE 2 :

ETUDE DES REMBLAIS

1 Introduction

Les règles de dimensionnement des remblais sur sols compressibles (coefficient global de sécurité de $F=1,5$ dans la pratique française courante) permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements horizontaux) sont finies, même s'elles sont importantes et peuvent durer pendant de très longues périodes. Dans les conditions usuelles, le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire ou de fluage. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente.

Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps. Des surpressions interstitielles subsistent pendant tout le processus de déformation du sol, y compris pendant la phase de fluage finale. Il faut garder à l'esprit que ce processus en trois phases se réinitialise chaque fois que l'on applique une nouvelle charge au sol, c'est à dire en particulier quand on vient « recharger » le remblai pour le ramener à son niveau théorique.

Le procédé de « pré chargement » ou de sur consolidation du sol (application pendant les travaux de construction d'une charge supérieure au poids final du remblai et de ce qu'il porte) est l'une des techniques permettant de contrôler ce processus.

Les amplitudes finales du tassement sont en général déduites d'essais de compressibilité à l'œdomètre.

Le tassement total est habituellement supérieur de 10 à 20% au tassement déduit de la courbe de compressibilité œdométrique, ce qui correspond aux effets du fluage et des mouvements horizontaux du sol. Toutefois, dans les sols hétérogènes comportant des alternances de sols sableux et argileux, les essais réalisés sur la partie la plus argileuse des carottes peuvent donner une image pessimiste de la déformabilité des sols et aussi de sa perméabilité. Les variations de la pression interstitielle dans les sols compressibles sous les remblais accompagnent les tassements de consolidation et permettent de contrôler l'état des contraintes effectives dans le sol et donc sa résistance. Elles peuvent aussi être utilisées pour contrôler la stabilité du remblai pendant les travaux de construction.

2 Définition d'un remblai

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel.

Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, Bâtiments, super- structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre.

Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des Terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour Assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).Figure 2.1



Figure 2.1 : Exemples d'un remblai.

3 Les types des remblais

Il existe plusieurs types de remblai :

3.1 Remblai routier

Un remblai routier est un ouvrage en terre construit pour modeler la topographie naturelle du terrain d'une manière à assurer la géométrie imposée à la plate-forme sur laquelle la chaussée sera construite. Figure 2.2



Figure 2. 2 : Remblai routier.

En principe un remblai routier doit donc avoir acquis une géométrie figée dès la fin de sa construction, mais certaines tolérances peuvent être admises suivant le contexte Technico- économique des chantiers considérés, cette exigence impose que :

- La stabilité interne du corps de remblai vis à vis d'éventuelles ruptures soit assurée.
- Les risques de déformations plastiques de la plate-forme, résultant notamment des tassements différentiels, soient maîtrisés pour rester compatibles avec le type de structure de chaussée adoptée et le niveau de service visé.

La construction des remblais routiers chaussée adoptée et le niveau de service visé.

La construction des remblais routiers requiert des volumes importants de matériaux dans le cas d'autoroutes.

De ce fait, il est presque toujours nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents.

Cette hétérogénéité est la cause principale des difficultés de construction de ces ouvrages car chaque classe de matériaux est tributaire de modalités de mise en œuvre qui lui sont propres et qui doivent être respectées sous peine de livrer un ouvrage potentiellement déformable, voire instable à court ou long terme.

3.2 Remblai ferroviaire

Un remblai ferroviaire est un ouvrage de grande taille, sa réalisation implique le déplacement de quantités considérables de terre (de bonne qualité) et d'importantes surfaces d'encombrement à la base.

Cela entraîne des frais pour la collectivité, liée aux expropriations mais aussi pour l'impossibilité d'utiliser autrement la surface occupée par ces ouvrages.

Pour limiter les frais, il est possible soit de réaliser des ouvrages avec des pentes abruptes, soit conserver la même géométrie en utilisant des matériaux moins chers, dont les caractéristiques mécaniques sont de mauvaise qualité.

L'emploi des géo-grilles permet de réaliser des talus avec des inclinaisons extrêmes (Jusqu'à 80° - 85° à l'horizontal), tout en garantissant la sécurité de l'ouvrage.

Pour dimensionner l'ouvrage, il faut considérer toutes les forces auxquelles.

Il est soumis (la surcharge ou d'éventuels risques sismiques).

Il est également possible d'utiliser tout type de terrain disponible sur place, cela permet de faire des économies en termes de coût et de réalisation de l'ouvrage, figure 2.3



Figures 2.3 Remblai ferroviaire

4 Matériaux utilisés d'un remblai :

Les matériaux utilisés pour les corps de remblai se répartissent en trois catégories :

Les matériaux rocheux, les sols et les sous-produits industriels.

4.1 Les matériaux rocheux :

Nous pouvons distinguer deux types de matériaux :

4.1.1 Les matériaux sains

Qui se caractérisent par le fait que leur granulat peut être considérée comme travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage, comme matériaux rocheux non évolutifs, définitive une fois l'extraction réalisée.

4.1.2 Les matériaux rocheux évolutifs

le caractère évolutif du matériau est caractérisé par le changement de structure sous l'effet des engins au cours des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage, comme matériaux rocheux non

évolutifs, nous pouvons citer le granite et le ballast et comme matériaux évolutifs, nous pouvons citer les marnes et la craie.

Il faut toutefois être conscient qu'il existe le plus souvent une transition continue entre matériaux sains et matériaux évolutifs.

La classification des matériaux rocheux utilisés pour les corps de remblais, [GTR, septembre 1992], s'appuie en premier lieu sur des paramètres tels que la nature pétrographique de la roche (roches sédimentaires, magmatiques ou métamorphiques) et en second lieu, sur l'état de la roche et ses caractéristiques mécaniques (fragmentable, dégradable,

4.2 Les sols

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique ou physicochimique des roches.

Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau.

Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles sédimentaires, dépôts glaciaires, ébouais de pentes.

Les possibilités d'emploi d'un sol pour la construction des remblais sont contrôlées par deux éléments essentiels : la nature et l'état hydrique, qui constituent le support de base de la Classification des sols utilisée [GTR, septembre 1992].

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais [GTR, septembre 1992], les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granularité (D_{max} , Tamisât à 80 mm, tamisât à 2 mm), l'argilosité (indice de plasticité IP , valeur de bleu de méthylène).

Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres ont été retenus dans la classification des sols.

Ce sont le rapport de la teneur en eau naturelle (W_n) à la teneur en eau à l'optimum Proctor Normal (W_{opt}), l'indice de consistance (I_c) et l'Indice Portant Immédiat (IPI).

4.3 Les sous-produits industriels

Ce sont des matériaux particuliers dont l'emploi en remblai peut dans certains cas se révéler intéressant du point de vue technique et économique, à condition de ne pas nuire à l'environnement.

Toutefois, les critères au travers desquels il convient d'examiner chaque famille de matériaux entrant dans cette catégorie, pour en déduire ses possibilités d'emploi sont à la fois divers et spécifiques à la famille de matériaux considérée.

Les principaux sous-produits industriels utilisés dans la construction des remblais

Routiers en France [GTR, septembre 1992], sont les cendres volantes, les schistes houillers, les mâchefers d'incinération des ordures ménagères.

5 Description des techniques constructives des remblais

Il existe cinq techniques principalement utilisées :

- Construction par étape ;
- Banquettes latérales ;
- Surcharge temporaire ;
- Remblais allégés ;
- Renforcement par géotextiles ou géogrilles.

5.1 Construction par étape

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. Figure 2.4

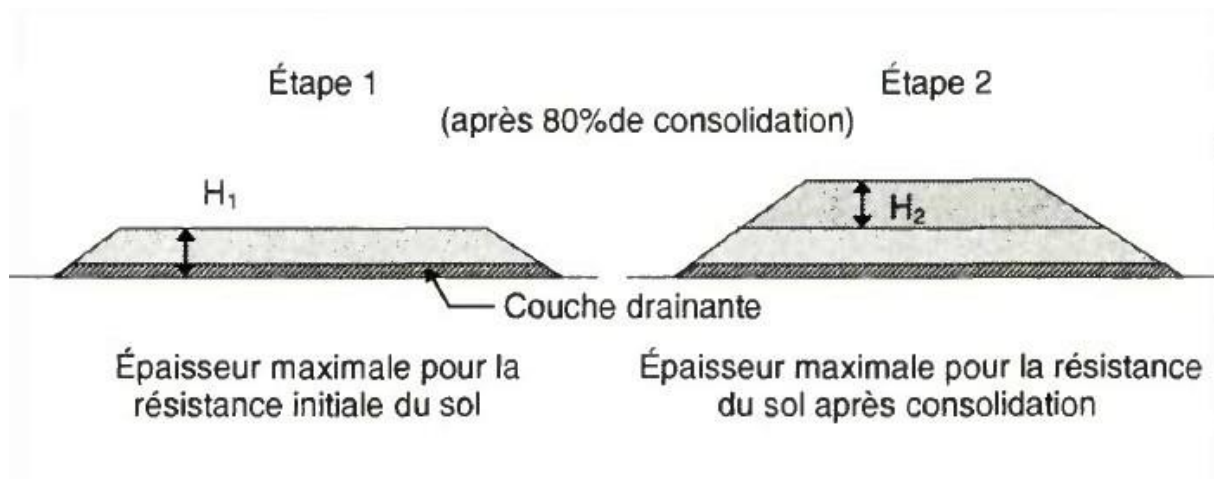


Figure 2. 4 : Etape de construction d'un remblai.

5.2 Banquette latérale

Cette technique améliore la stabilité du remblai en l'élargissant par des banquettes de plus faible hauteur ces banquettes servent de contrepoids vis à vis de ruptures circulaires et améliorent également la stabilité au poinçonnement. Figure 2.5

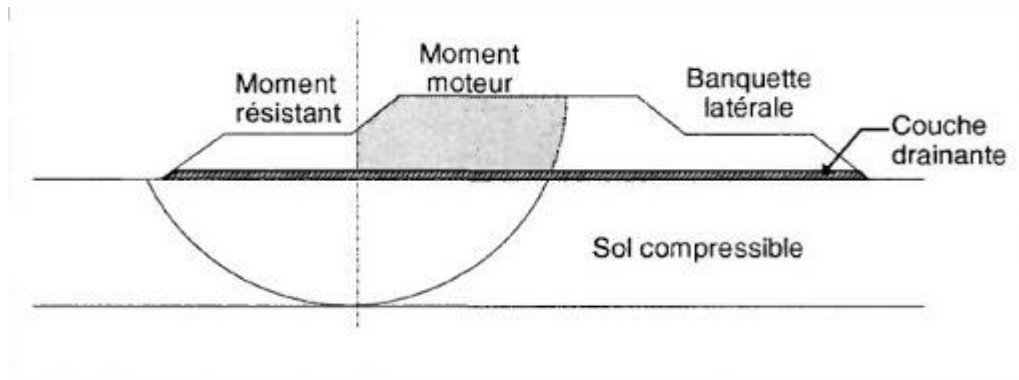


Figure 2. 5 : Banquette du remblai.

5.3 Surcharge Temporaire

L'application d'une surcharge temporaire permet de diminuer le tassement postérieur à la mise en service du remblai figure 2.6

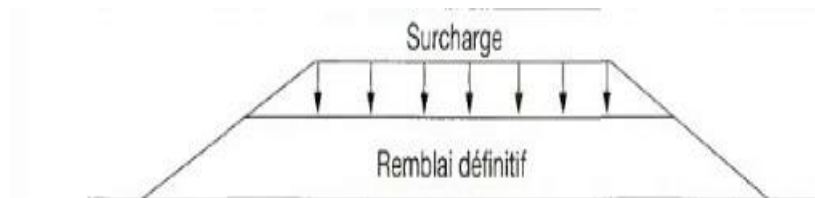


Figure 2. 6 : Surcharge temporaire du remblai.

5.4 Remblais allégés

La réduction du poids du remblai permet de diminuer les tassements et d'améliorer la stabilité. Le choix des matériaux est lié à l'allègement désiré, qui dépend de l'analyse géotechnique du site. Comme indiqué dans la figure 2.7



Figure 2.7 : Remblai allégé.

6 Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

La construction des remblais sur sols compressibles pose souvent des problèmes difficiles. Il faut d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes. Il se pose ensuite le problème de tassements, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes. Lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent

- Entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial ;
- Provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, palplanches, etc.) jusqu'à leur rupture.

6.1 Les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressible

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai.

6.1.1 Problèmes de tassement

Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet. En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris. En cas de construction du remblai par étapes avec des tassements importants à chaque étape, il faut se préoccuper de la largeur de la plate-forme du remblai à chaque étape : une analyse géométrique montre que, pour obtenir la largeur souhaitée du remblai en fin de construction, il ne faut pas définir chaque étape en découpant en tranches horizontales le profil théorique du remblai, mais raidir les pentes des talus ou construire le remblai sur une emprise plus large.

Si cette précaution n'est pas prise, la plate-forme finale est trop étroite et doit être élargie, ce qui est à la fois difficile à réaliser et coûteux.

a- Mouvements horizontaux

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques. Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants

b- Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas). D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux. Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance. Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas. Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles) au-delà du pied des talus du remblai. Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai. En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin .

6.1.2 Rupture générale par poinçonnement

Dans le cas où la croûte superficielle surmontant le sol mou est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il s'ensuit la formation de bourrelets de part et d'autre du talus. Figure 2.8

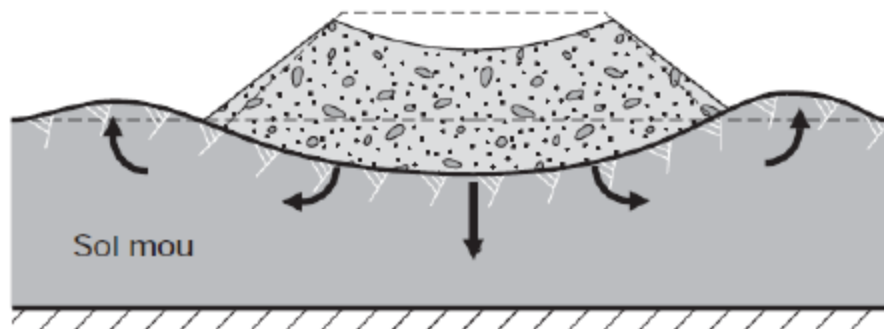


Figure 2.8: Rupture par poinçonnement [MAGNAN ET AL, 1984]

6.1.3 Rupture par glissement (rotationnelle)

a- Avec 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. (Qu'on rencontre dans le cas d'un remblai cohérent) .Figure 2.9

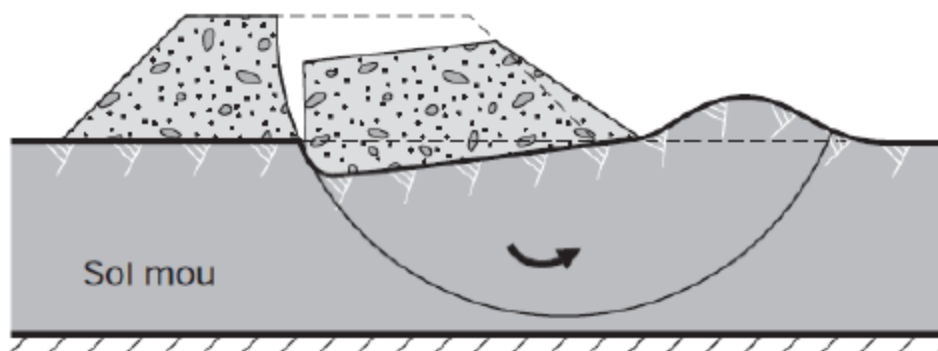


Figure 2.9: Glissement avec fissuration [MAGNAN ET AL, 1984]

b- Sans fissuration

Si, au contraire, la croûte superficielle est épaisse, elle ne transmettra pas les déplacements horizontaux de la couche molle et le remblai ne sera pas fissuré. C'est le cas d'un remblai purement pulvérulent Figure 2.10

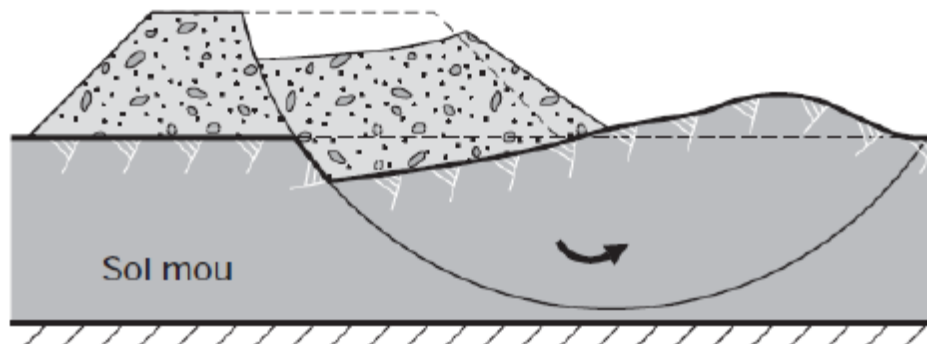


Figure 2.10: Glissement sans fissuration [MAGNAN ET AL, 1984]

7 Approches pour la prévision des tassements

Les tassements provoqués à la surface d'un massif de sol sont dus aux déformations du squelette solide c'est-à-dire au ré-enchevêtrement des grains.

Si les lois de comportement des sols étaient connues, on pourrait calculer les tassements de la manière suivante



Malheureusement, notre connaissance des lois de comportement d'un sol est trop sommaire pour que l'on puisse utiliser une méthode aussi globale.

Les méthodes utilisées sont différentes suivant que l'on s'intéresse à l'amplitude ou aux temps de tassements. Les premières ne font pas intervenir explicitement le temps, alors que les secondes sont très intimement liées à ce facteur [F. SCHLOSSER, 1973].

7.1 Méthodes d'évaluation de l'amplitude des tassements

Ce sont des méthodes plus ou moins globales que l'on pourrait appeler méthodes du chemin de contraintes (stress path method) et qui peuvent se résumer dans le processus suivant

- Détermination des contraintes dans le massif de sol par la théorie de l'élasticité ou par toute autre méthode.

- Prélèvements d'échantillons de sols en différents endroits (généralement sous l'axe de la fondation), auxquels on applique en laboratoire et dans des conditions analogues à celles en place, les états de contraintes trouvés précédemment ;
- Mesure des déformations des échantillons donnant les tassements élémentaires ;
- Détermination des tassements à partir des tassements élémentaires.

Ce processus est justifié par le fait que les contraintes sont moins « sensibles » que les déformations, aux écarts qui peuvent exister entre le sol réel et celui de la théorie élastique par exemple Figure 2.11 et Figure 2.12

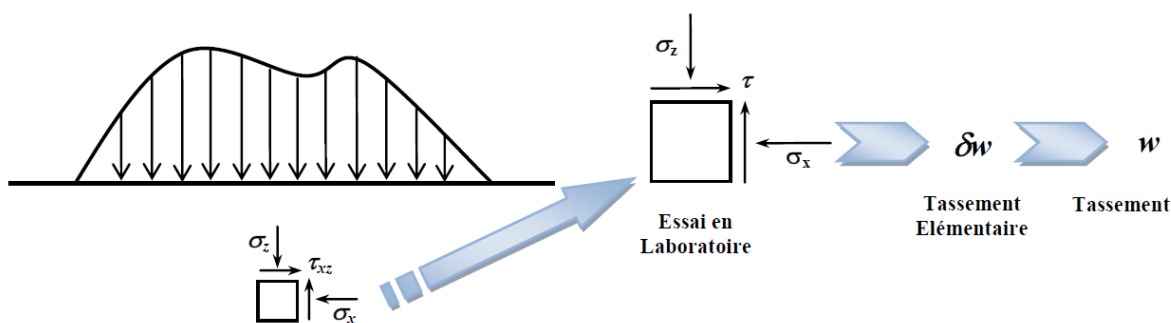


Figure 2.11: Processus des méthodes du chemin de contraintes [F. SCHLOSSER, 1973]

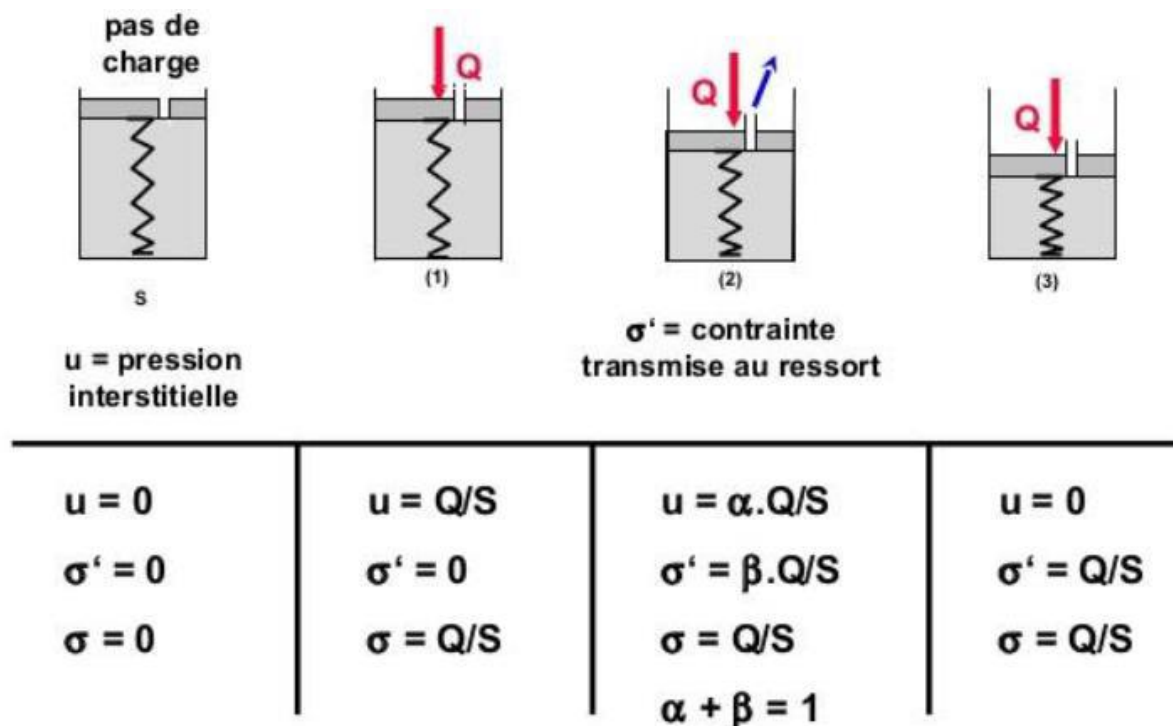


Figure 2.12 Explication du phénomène de tassement dans le temps sous une charge donnée [F. SCHLOSSER, 1973]

8 Conclusion

D'après les conséquences des sols expansifs sur l'ouvrage géotechnique en surface et souterrain, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols moue. Ces différentes recherches s'orientent sur les ajouts qui minimisent le potentiel de gonflement et la pression de gonflement.

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Quelques exemples sont cités concernant l'utilisation de produits chimiques servant à la stabilisation des sols argileux.

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que :

- Les considérations économiques ;
- La nature du sol à traiter ;
- La durée de l'opération ;
- La disponibilité des matériaux à utiliser.

CHAPITRE 3 :
TECHNIQUE DE
RENFORCEMENT DE SOL PAR
LES COLONNES BALLASTÉES

1 INTRODUCTION

Depuis quelques décennies, les techniques de vibration profonde connaissent un essor considérable, tant du point de vue de la conception et de l'amélioration des moyens et matériels d'exécution que de celui des méthodes de dimensionnement.

L'amélioration des sols au moyen de colonnes ballastées est issue du procédé de densification des sols grenus par vibrocompactage introduit en Allemagne par Keller en 1936 et développé par Sergey Steurman en Floride et par Taylor Woodrow en grande Bretagne. Cette technique est maintenant utilisée dans le monde entier y compris en Algérie où le procédé commence à se lancer de plus en plus.

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

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

2 Définition

Le ballast constitue la couche supérieure de la structure d'une voie ferrée sur laquelle repose les traverses supportant le rail. C'est un tapis de concassé rocheux dur, élastique, calibré, creux et compact, bloquant les traverses, dont le nivellement peut être réalisé au millimètre en emboîtant entre eux des grands cailloux de 2,5 à 5 cm de taille figure 3.1

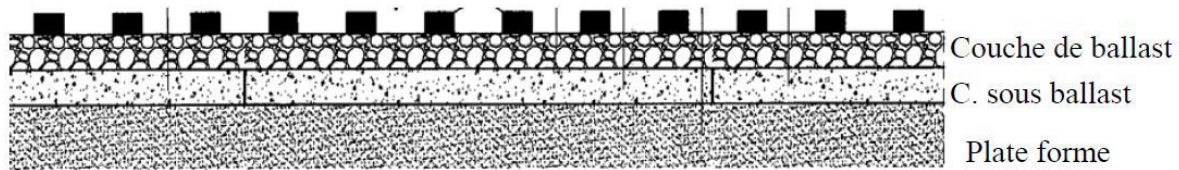


Figure 3.1 : Représentation schématique d'une structure classique de voie ferrée

3 Nature et origine du ballast

Les granulats du ballast proviennent des produits de différentes natures (naturels ou artificiels). Parmi les produits naturels, citons les pierres concassées, les graviers et le sable. Parmi les produits artificiels citons les laitiers, les scories et les cendrées (d'usine ou de dépôts de locomotives). Les qualités et défauts des pierres concassées dérivent des caractères des roches dont elles sont extraites

a) Les roches magmatiques et métamorphiques

, sont des roches massives, compactes, exemptes de porosité, non gélive et dépourvues de stratification où de joints de clivage, et résistent parfaitement aux agents atmosphériques (ex : porphyre, granite, basalte, gneiss, diorite).

b) Les roches sédimentaires

, peuvent fournir des pierres suffisamment dures pour constituer un ballast de bonne qualité. Les roches siliceuses (grés, quartzites) résistent bien aux altérations dues aux agents atmosphériques. Les calcaires s'altèrent par dissolution et par l'abondance des joints. Cependant, les calcaires durs peuvent donner un ballast de bonne qualité. Les roches schisteuses, donnant de l'argile par altération, sont peu recommandables. Figure 3.2

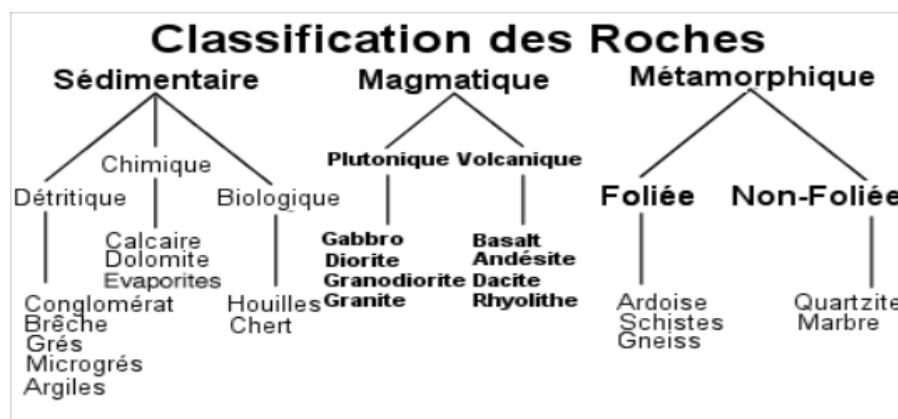


Figure 3.2 Classification des roches

Un bon ballast doit présenter des qualités physico-mécaniques qui sont exprimées par les propriétés physiques correspondant à la résistance externe et interne aux contraintes qui

s'exercent sur le matériau solide et les propriétés mécaniques correspondant à la dynamique interne et externe d'un matériau solide.

• Ces propriétés physico-mécaniques sont les suivantes :

- **La densité** : qui doit être élevée pour mieux résister aux différents efforts auxquels le matériau est soumis. Un bon matériau devra avoir une densité apparente au moins égale à 2,5 g/cm³ par rapport à un optimum de masse volumique compris entre 2 et 2,8 g/cm³.

La dureté : le ballast doit être assez dur pour résister aux chocs ainsi qu'à l'usure par abrasion provoqués par les charges roulantes (broiement) et pour supporter l'action destructrice des outils de bourrage (émiettement)

L'angularité et la rugosité : les granulats du ballast doivent présenter des surfaces assez rugueuses et des arêtes vives pour assurer la cohésion de la masse. Elles permettent donc aux éléments du ballast de s'assembler entre eux de façon à former un ensemble compact et cohérent. Cette cohésion assure le contact et le frottement ballast /traverses, le bon maintien en place et l'immobilisation de ses dernières par pénétration des arêtes vives des éléments de ballast dans la masse des traverses (bois, rugosité ou alvéoles du béton).

La perméabilité : le ballast doit assurer un bon drainage ou écoulement des eaux pluviales avec une pente suffisante ; car l'eau qui reste dans le ballast y forme finalement de la boue, les traverses qui s'appuient sont mal assises (traverses boueuses ou danseuses) ; cette eau se congèle en hiver, d'où gonflement du ballast et soulèvement de la voie. En outre, la voie gelée perd son élasticité.

L'élasticité : permet d'amortir la transmission des charges reçues et d'atténuer l'amplitude des efforts dynamiques appliqués à l'ensemble du tapis de ballast. Pour qu'elle soit bonne, il faut que les pierrailles soient de dimensions suffisamment grandes et qu'elles soient bien calibrées.

La non-géllivité : plus un granulat est imperméable, plus il est mieux protégé et insensible aux effets du gel, qui se traduit par la résistance à l'écaillage et aux cycles d'imbibition-dessiccation en présence des eaux et des solutions minérales tels que les sels fondants.

La dilatation : sous l'effet de réchauffement (expansion thermique) ou d'humidité, le matériau solide accuse une expansion, un gonflement ou une augmentation de son volume.

La rétraction/contraction : elles correspondent à la réponse mécanique de raccourcissement, qui se traduit par un durcissement suite à une diminution de volume ou de longueur, ou bien c'est le retour du matériau solide à son état initial après dilatation.

4 Fonctions du ballast

Le ballast est l'un des éléments support de la voie, faisant partie des couches d'assise comprenant la couche de ballast, les sous couches et la plateforme, qui contribuent à assurer par leurs natures et leurs épaisseurs le bon comportement de la voie ferrée.

Cependant, les principales fonctions auquel le ballast est destiné, et qui sont étroitement liées aux propriétés physico-mécaniques et géométriques, sont les suivantes

- La transmission, la répartition et la réduction sur la plate-forme et les couches sous-jacentes des charges statiques et dynamique exercées par les roues sur le rail ;
- La résistance aux forces triaxiales verticales, transversales (latérales) et longitudinales appliquées aux traverses sous l'effet du contact roue /rail pour assurer l'ancrage et la stabilité des rails sur la voie ferrée.
- Les forces verticales : correspondent aux charges dynamiques surimposées aux charges statiques.

Les charges statiques sont le poids du train à l'arrêt combiné aux poids des éléments de la superstructure de la voie (rail, attaches, supports d'attaches et traverses), tandis que les charges dynamiques sont les forces de traction combinées aux accélérations / freinages et aux conditions de la voie.

- Les forces transversales : correspondent aux forces de compression diffusées ou agissantes parallèlement aux axes des traverses à partir du contact roue-rail.
- Les forces longitudinales : correspondent aux forces de compression exercées le long des rails générées par les charges dynamiques, l'effet de l'expansion et de contraction thermique du rail et des ondes vibratoires diffusées par les rails. Figure 3.3

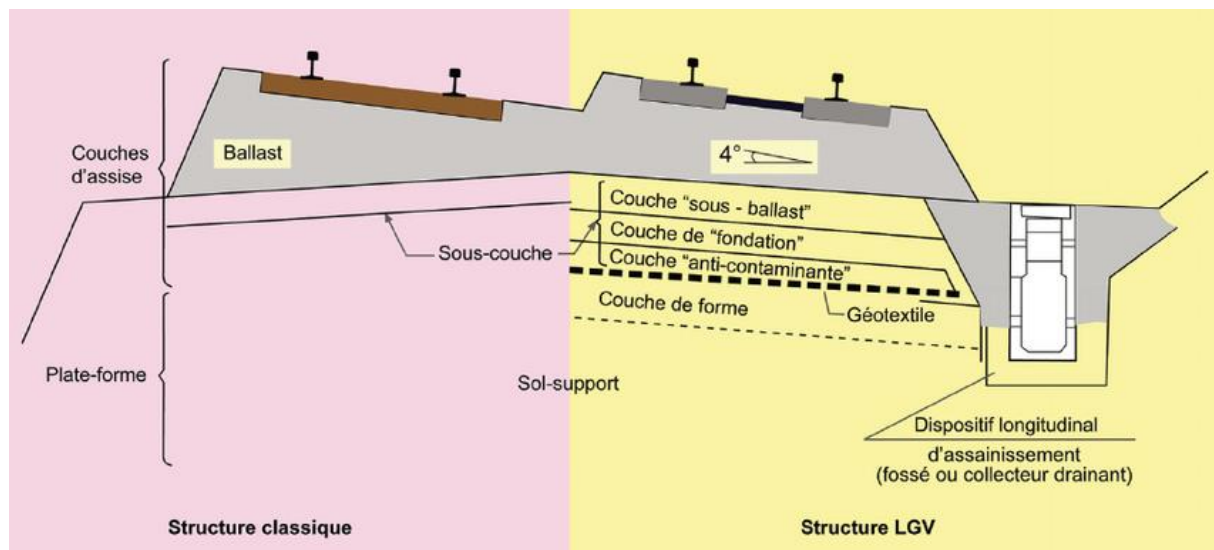


Figure 3.3: Composition de la structure d'une voie ferrée. LGV, ligne à grande vitesse

- Le drainage et l'évacuation rapide des eaux météoriques (zénithales) s'infiltrant dans la voie à travers les sous couches en raison de sa granulométrie particulière. La plateforme du terrassement doit présenter, de part et d'autre de son axe, une pente transversale d'au moins 3 cm par mètre pour assurer l'écoulement des eaux qui traversent la couche de ballast.
- L'amortissement et l'absorption du maximum de vibration et de chocs en provenance du contact rail-roue, en raison de son élasticité et ses propriétés rhéologiques. Ce rôle amortisseur du ballast résulte de la dissipation d'énergie par frottement de ses grains entre eux. La capacité d'amortissement du ballast s'accroît si l'on augmente l'épaisseur de la couche, cette épaisseur doit être d'autant plus forte que la vitesse et le trafic supporté par la voie sont plus élevés. Par contre, il est nécessaire que les sous-couches (couches d'assises) et la plate-forme contribuent le moins possible à la capacité d'amortissement. En effet ces couches plus profondes doivent avoir une durée de vie beaucoup plus longue, estimée à plus de 25 ans que celle du ballast, périodiquement renouvelé.
- Le « bourrage » du ballast sous la traverse conserve à la voie son nivellement correct et rapide. Il freine aussi les déplacements longitudinaux et transversaux car, dès qu'une tendance au déplacement se manifeste, il naît un frottement résistant entre la traverse et le ballast.
- Une fonction environnementale de plus en plus reconnue est due à de moindres émissions acoustiques qu'une voie sur dalles en béton, ou seule la nuisance sonore émise lors du passage de trains provient du contact roue/rail. Pour le cas du ballast à base de matériaux basiques, cette fonction est améliorée au maximum, en raison de l'absence des vides porosités et

fissurés ($P < 1 \%$) et des valeurs maximales de l'indice de continuité ($I_c > 90\%$) accusées par la structure des minéraux formant les roches basiques. Figure 3.4

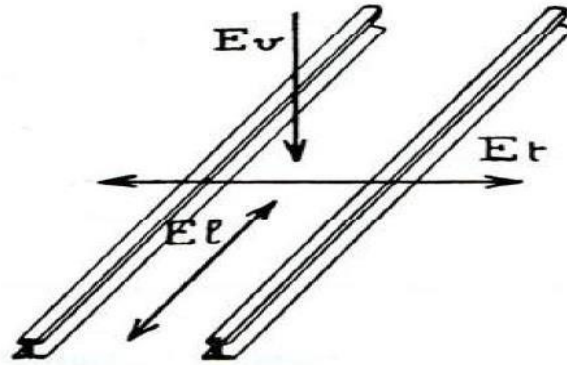


Figure 3.4: Différentes contraintes que subit le ballast

5 Les caractéristiques du ballast

5-1 Les caractéristiques géologiques

a) La composition minéralogique

La connaissance précise de la composition minéralogique nous aide dans le choix des roches de ballast. L'homogénéité de la composition minéralogique est un critère important quant aux caractéristiques mécaniques des roches : si la composition est relativement homogène, elle confère à la roche un bon comportement mécanique. La présence de minéraux altérés (montmorillonite, schiste, marne,) réduit le comportement mécanique de la roche.

b) La Texture

La texture est l'agencement des minéraux dans les roches ; pour les roches magmatiques plutoniques qui présentent une texture grenue, le comportement mécanique est généralement très bon. Pour les roches sédimentaires, l'homogénéité de la composition joue un rôle beaucoup plus important que la texture.

c) L'altération

C'est le vieillissement naturel d'un matériau et son adaptation à de nouvelles conditions physicochimiques différentes de celle qui régnaient lors de sa formation. Elle induit des modifications physiques, chimiques et minéralogiques dans les roches. L'altération dépend de plusieurs facteurs et conduit à des mécanismes très diversifiés :

1-L'hydrolyse : fixation d'eau provoquant la destruction d'un corps et son remplacement par un autre. Exemples : feldspaths \rightarrow kaolinite ; Anhydrite (CaSO_4) \rightarrow gypse.

2- L'altération météorique : à l'échelle du massif, elle se propage de haut en bas et concerne uniquement les parties superficielles, dites stériles.

3- Altération profonde : dite aussi transformation hydrothermale ; elle se propage de bas en haut et concerne le massif en entier. Les minéraux tels que : les argiles, les hydroxydes de fer, zéolites, la pyrite, le charbon et les inclusions organiques peuvent, dans le cas où ils constitueraient un pourcentage important, avoir des effets néfastes sur les caractéristiques mécaniques des roches.

d) La tectonique

La connaissance de la tectonique nous permettra, d'une part, de situer les roches par rapport aux contraintes de déformation et d'autre part, de retrouver les périodes d'accalmie ayant permis la formation de roches homogènes, massives et dures.

5.1 Caractéristiques Géotechniques

a) Caractéristiques physiques (géométriques)

a) -1 Granulométrie :

Les dimensions des éléments du ballast influent sur la résistance de la voie aux sollicitations (élasticité) et sur la mise en œuvre. Les granulométries dans les différents réseaux ferroviaires sont : 25/40 mm, 25/50 mm, et 25/55 mm Celle utilisée actuellement en Algérie est de 25/50 mm .Elle est de 32/63 mm dans certains pays européens.

a)-2 Forme des granulats :

La forme des éléments de ballast utilisé pour la voie ferrée doit être polyédrique et à arêtes vives. Une couche de ballast comportant des granulats cuboïdes ou angulaires de dimension mixtes, confère normalement à la voie une élasticité et une résistance très élevées. Les granulats ne doivent donc être ni trop long, ni trop plats.

Une bonne angularité des granulats permet d'augmenter le frottement inter-granulaire. L'état de surface (degré de rugosité et de friction) de granulats influe sur :

- L'aptitude à la résistance mécanique du ballast ;
- La compacité des sous-couches et les couches de formes ;
- L'adhérence avec les traverses.

a)-3 Homogénéité des granulats :

De par son influence négative sur le comportement mécanique du ballast, la proportion en poids des granulats friables ou altérés ne doit pas dépasser :

- La limite normale de 3% ;

- La limite absolue de 6%.

Il est bien établi que l'utilisation du ballast hétérogène, formé de roches de nature, de dureté et d'âge différents, s'altère très rapidement.

a)-4 Propreté des granulats :

Le ballast doit être débarrassé de toute matière polluante (poussière, sable, fines et débris). Le pourcentage de matière polluante ne doit pas excéder 1% de la masse granulaire. Cette propreté peut être obtenue par lavage.

b) Caractéristiques mécaniques

Le ballast est soumis à de multiples sollicitations que les traverses lui transmettent :

- Des charges concentrées (verticales, transversales, et longitudinales)
- Des vibrations, qu'il doit diffuser jusqu'à la plateforme
- Le temps et l'environnement détériorent ses caractéristiques mécaniques et physiques. Pour ses raisons, les granulats de ballast doivent satisfaire à certaines conditions relatives à leurs résistances mécaniques tel que la dureté, celle-ci doivent être envisagé sur le double aspect de :
 - La résistance à l'attrition (usure par frottement réciproque des granulats) ;
 - La résistance à la fragmentation par chocs
- Dureté relative global (DRG).

6 Principales techniques de mise en œuvre

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- par voie humide;
- par voie sèche;
- par pilonnage.

6-a) Colonnes exécutées par voie humide :

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro-replacement en anglais) consiste à :

- réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;
- remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable
- compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

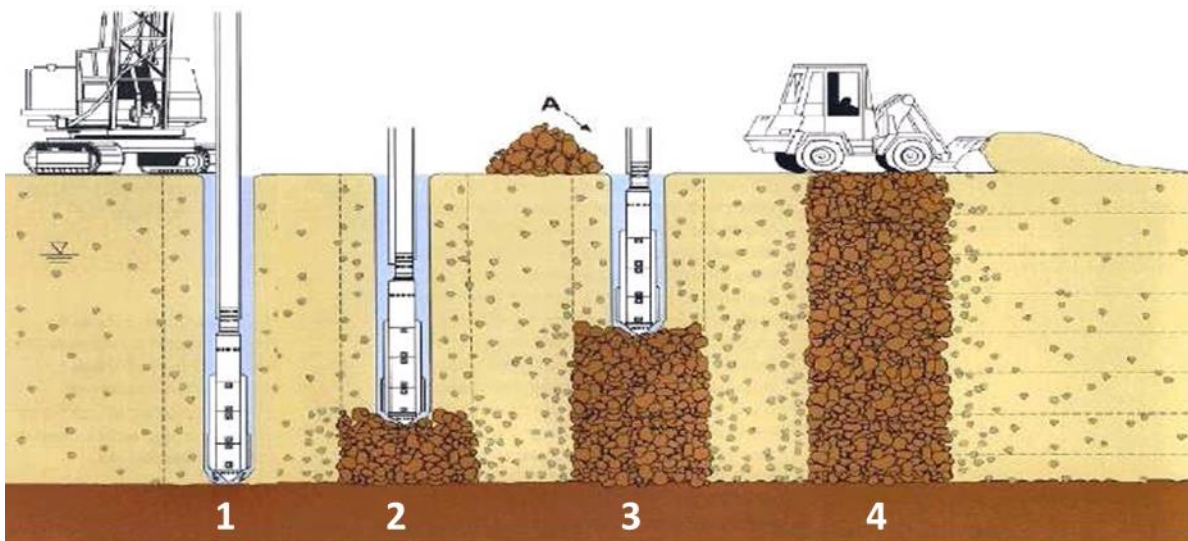


Figure 3.5 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide

6-b) Colonnes exécutées par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro- refoulement (vibro-displacement en anglais) consiste à :

- auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement à l'aide de l'air jusqu'à la profondeur désignée ;
- remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne. par pilonnage.

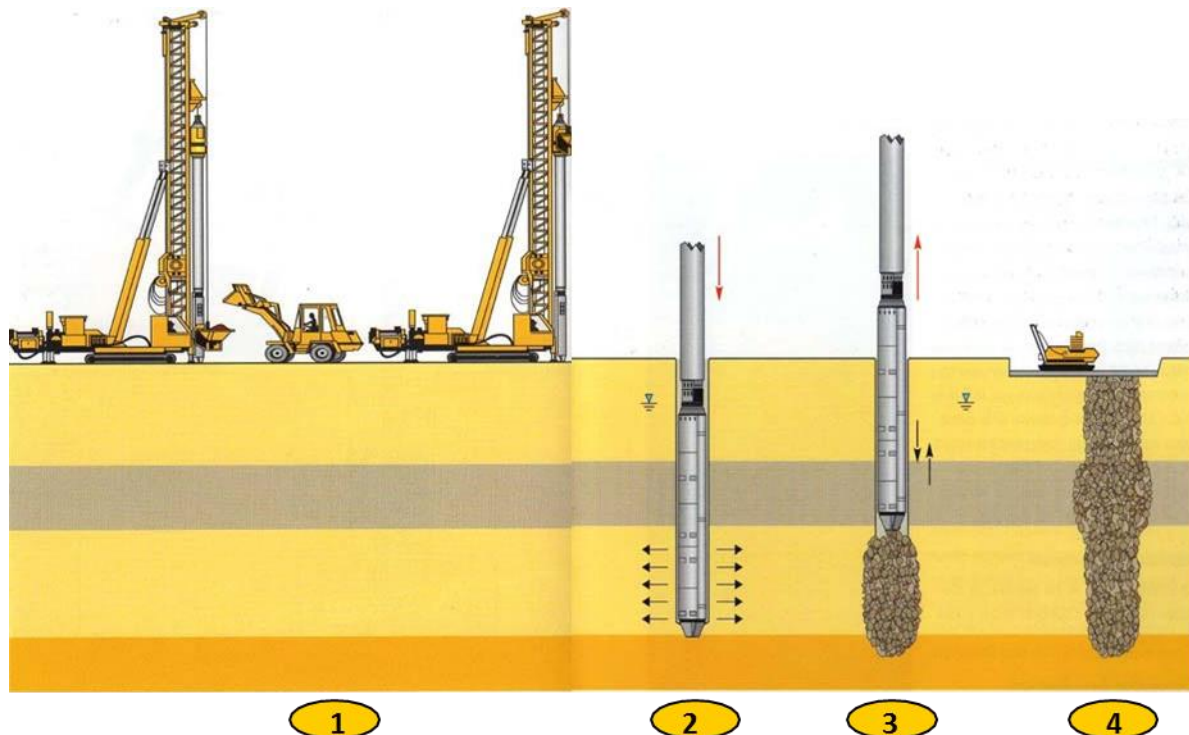


Figure 3.6 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche

6-c) Colonnes ballastées en mer :

Usuellement, deux techniques sont employées pour la réalisation des colonnes ballastées sous la mer les ouvrages marins (murs de quai par exemple) :

- la méthode du tapis de ballast, qui consiste à mettre en œuvre les colonnes par voie humide avec alimentation en ballast par le haut ;
- l'exécution des colonnes par voie humide avec alimentation en ballast par le bas, à l'aide d'une trémie- réservoir unique.

Ces deux techniques présentent l'inconvénient majeur de ne pas permettre de vérifier avec précision le volume de ballast incorporé dans une colonne, globalement et en fonction de la profondeur.

7 Dimensions des colonnes

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

Le diamètre des colonnes ballastées dépend de :

- de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- des terrains traversés et de leurs caractéristiques (étroitesse latérale);
- de l'énergie totale dépensée.

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

Le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau.

8 Vibreurs

La qualité des colonnes ballastées dépend de la puissance du vibreur. Sur le marché international existent plusieurs types de vibreurs, qui se différencient par leur fréquence et par leur mode de fonctionnement : électrique ou hydraulique. Comme montré dans le tableau 3.1 suivant

Tableau 3.1 : Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées

Caractéristiques	Ordres de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40 / 60 12 / 40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage (%)	> 80	-
LA	< 25 – 35*	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 25 – 30*	Essai « Micro-Deval » (Norme NF EN 1097-1)
(LA + MDE)	< 40 – 60*	-
Pourcentage de fines**	< 5 %	-

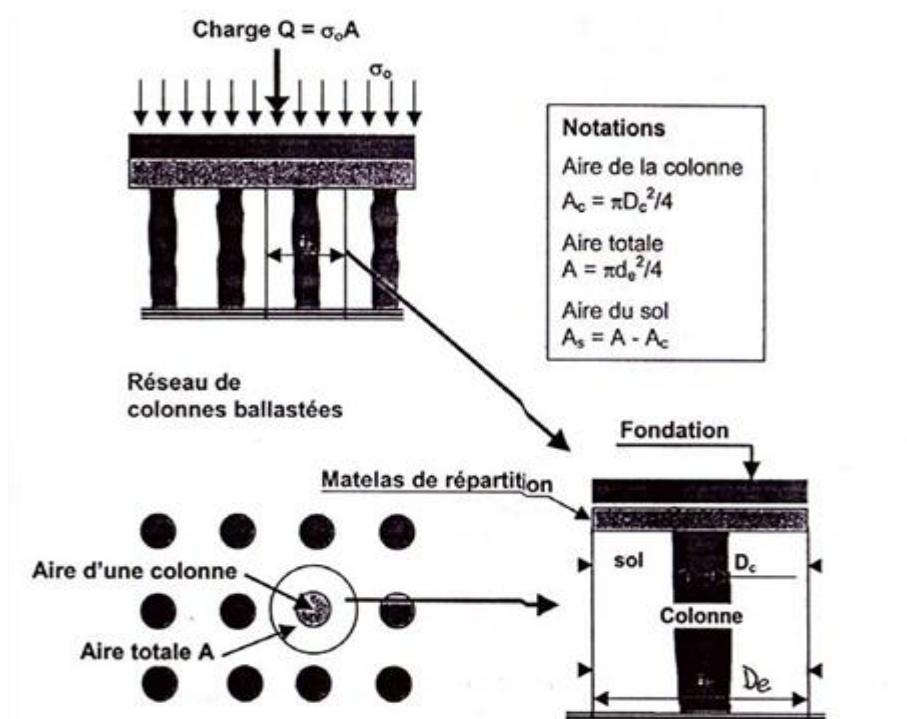
Tableau 3.2: Limites d'application des colonnes ballastées : Charges appliquées et tolérances imposées

Type d'ouvrage	Hauteur/épaisseur (m)	Contrainte appliquée (kPa)	Descente de charge	Tassements absolus (cm)	Tassements différentiels (cm)
Remblais	2 – 12	40 – 250	-	2 – 20	2 – 5
Dallages	0.12 - 0.20	10 - 50	-	< 2	< 1
Radiers	0.30 - 0.60	50 - 80	-	3 – 5	1
Semelles isolées	-	-	150 - 1500 kN	1 – 2	0.5
Semelles filantes	-	-	100 - 300 kN/m	1 – 2	0.5

9 Comportement des colonnes ballastées

9.1 Notions de base

Considérons un massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées pour un ouvrage de grandes dimensions qui transmet une charge Q se traduisant par une contrainte uniformément répartie notée σ_0 . figure 3.7



a - vue en plan du réseau unitaire

b- colonne isolée : principe de la cellule

Figure 3.7: Réseau de colonnes ballastées : Notation, colonne isolée et principe de la cellule unitaire

La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol (σ_0) se répartie, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives. La relation entre la contrainte moyenne σ_0 appliquée sur l'aire totale A , la contrainte σ_c transférée à la colonne d'aire A_c et la charge σ_s supportée par le sol sur l'aire A_s peut s'écrire, en utilisant les notations, sous la forme :

$$A \cdot \sigma_0 = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \text{ figure 3.8}$$

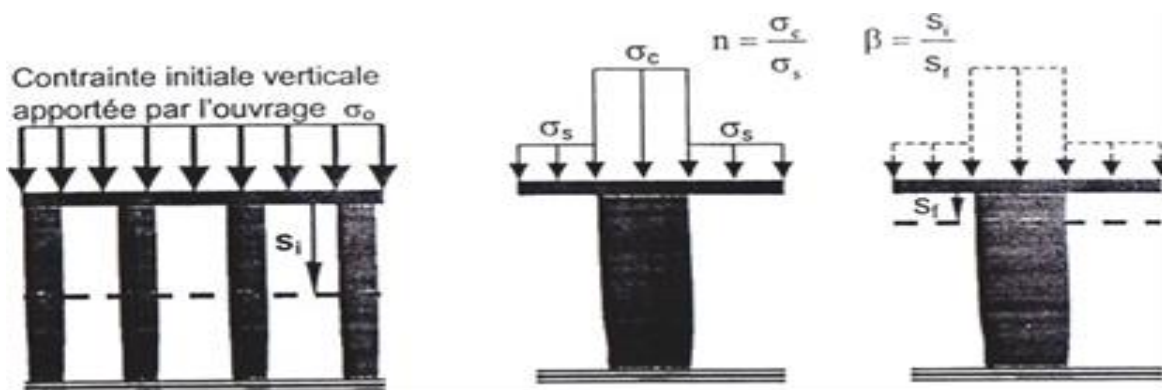
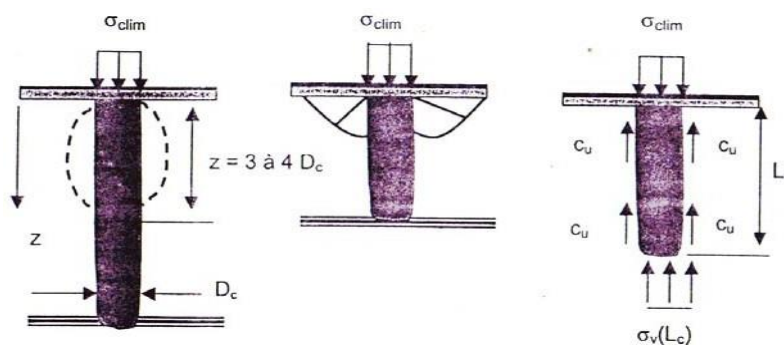


Figure 3.8: Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements

9-2 Modèles de rupture : expansion, cisaillement, poinçonnement

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite (σ_{clim}) correspondent, aux trois configurations schématiques

- rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant),
- rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes),
- rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).



a- rupture par expansion latérale du ballast;

b- rupture par cisaillement généralisé ;

c- rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).

Figure 3.9: Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée

9.2 Modèles de comportement d'un réseau de colonnes isolées sous charge statique verticale :

Définition du réseau de colonnes ballastées

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées :

- ✓ selon un maillage hexagonal ;
- ✓ selon un maillage carré ;
- ✓ selon un maillage triangulaire.

Pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonnes « cylindriques »), les zones d'influence des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents, à l'instar de ceux adoptés pour la résolution numérique des problèmes de consolidation radiale. Mais ces équivalences ne sont pas systématiquement employées et des variantes sont possibles.

Ainsi, pour un espacement d'entre colonnes, l'équivalence entre la section de la maille et le cylindre équivalent de diamètre d_e conduit à :

Maille hexagonale : $d_e = 1,05d$;

Maille carrée : $d_e = 1,13d$;

Maille triangulaire : $d_e = 1,29d$

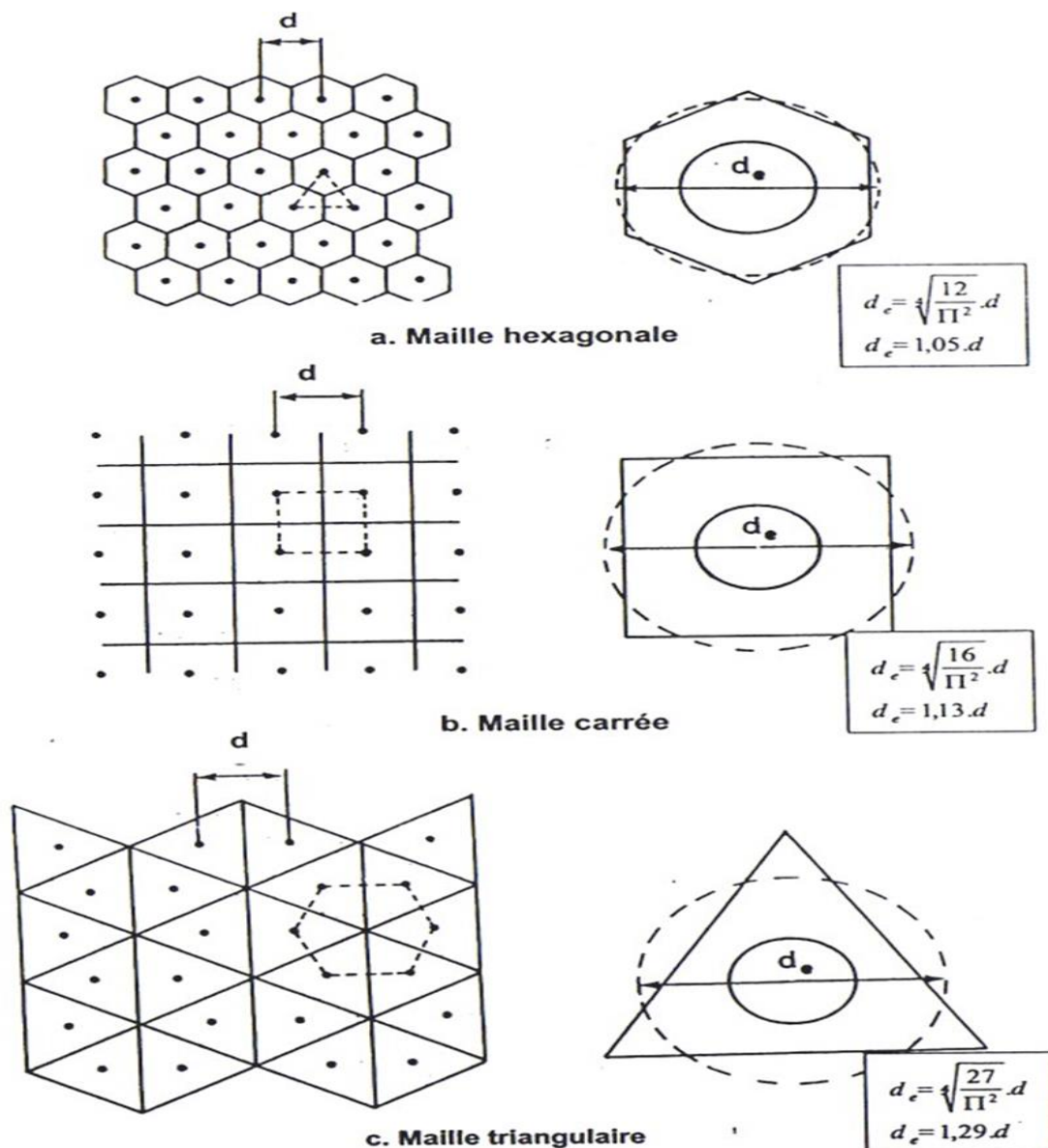


Figure 3.10 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne

10 Conclusion

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radié, dallage. Il peut aussi s'agir de la

«Fondation » d'un ouvrage en terre.

La technique de traitement des sols par colonnes verticales consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire sans cohésion constitué de ballast (colonnes et plots ballastés) ou de

sable (picots et drains de sable) afin d'obtenir un milieu « composite » ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

Dans ce domaine, plusieurs procédés développés depuis les années 1950 existent.

CHAPITRE 4 :
LES RENFORCEMENTS DES
SOLS

1 Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet.

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol dans le but de :

- augmenter la capacité portante et / ou la résistance au cisaillement,
- diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer,
- diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

L'amélioration des sols conduit les géotechniciens à modifier les propriétés du sol par :

- remplacement « substitution » de tout ou partie des sols,
- densification des sols grenus (vibrations, pilonnage,...),
- densification des sols fins (consolidation, drains, pré-chargement,...)
- modifier la répartition des charges dans le sol sous les bâtiments par les colonnes ballastées et pieux,
- stabiliser les pentes et les talus par la création d'inclusions déformables ou rigides (terre armée, clouages, géo-synthétiques ...).

Les techniques de renforcements changent selon les caractéristiques du sol ; donc il y a :
renforcement de sol par :

- ✓ inclusions rigides
- ✓ inclusions souples

2 Renforcement des sols par inclusions rigides

Les inclusions rigides (ou semi-rigides), sont un procédé de renforcement de sol

Dont l'objectif d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols en place par

L'incorporation d'un maillage d'éléments verticaux cylindriques de diamètre

250 à 600mm Constitués d'un matériau à base de liant hydraulique

(Mortier, coulis, béton,...).

Suivant les cas, il peut être nécessaire d'associer ces inclusions à la mise en place d'une

Epaisseur de matériau noble intercalé entre la structure et les inclusions.

C'est le matelas de répartition. Figure 4.1

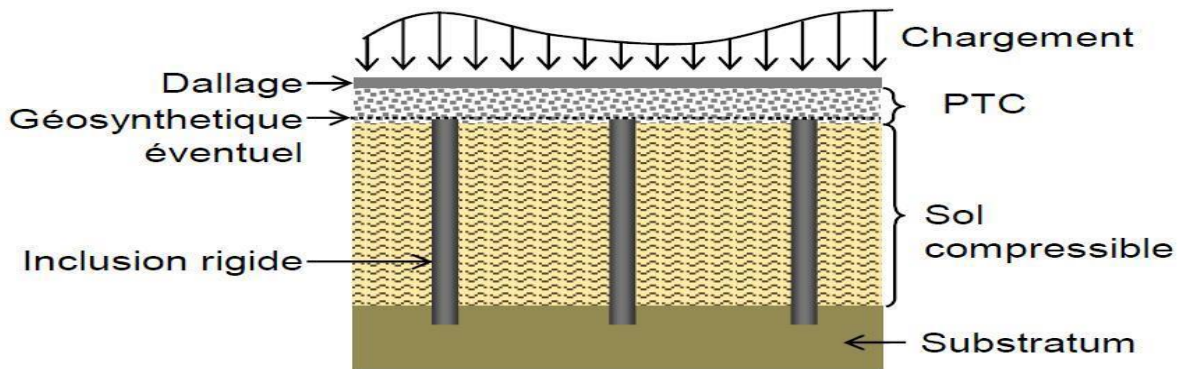


Figure 4.1: Principe de la méthode d'inclusions rigides.

3 Renforcement des sols par inclusions souples :

Les inclusions souples, au sens le plus large du terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques.

Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier.

Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

L'amélioration de sol par inclusions souples, doit prendre en compte de nombreux paramètres intervenant dans le dimensionnement, la mise en œuvre, le comportement mécanique à la fois des inclusions mais aussi de la structure.

3.1 La terre armée :

La terre armée est une grande innovation française qui est venue révolutionner la technique des murs de soutènement dans les années 60.

Le procédé principal, la technologie de renforcement des sols ou Terre Armée, a été inventée par Henri Vidal en 1963.

Ensuite, la technologie a été développée mondialement par les sociétés de Terre Armée Internationales.

Le principe de ce système consiste à disposer des armatures métalliques à intervalles réguliers dans le remblai.

C'est pourquoi les efforts de frottement qui se développent entre les armatures et le sol créent un lien permanent entre ces deux matériaux. Figure 4.2

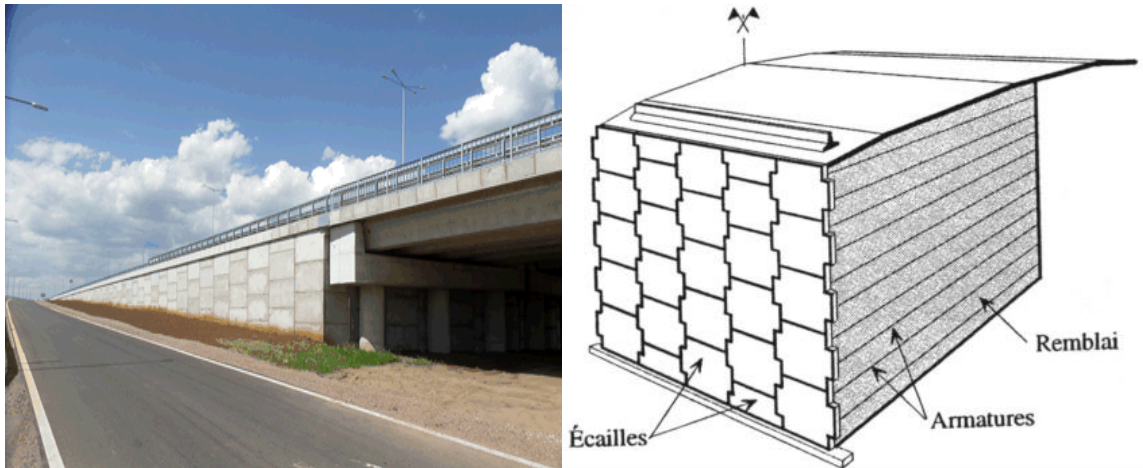


Figure 4.2 : mur en terre armée BULGARIE A SOFIA

3.2 Le clouage

Le clouage des sols, c'est une technique de renforcement des sols in situ, en y installant dans le terrain à l'aide des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, Éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol, Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en Place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Figure 4.3



Figure 4.3 : le clouage

3.3 Géosynthétiques

Le nom « géo-synthétique » désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol.

Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les Géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement.

Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.

3.3.1 Les géotextiles

Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles non-tissés Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liée par différents procédés mécanique, thermique ou chimique. Figure 4.4



Figure 4.4 : renforcement de sol par géotextiles

3.3.2 Les géogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques, elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses.

En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni-axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi-axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui dans ce cas est carré.

D'autre part, le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques.

En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrilles mais aussi par auto blocage entre la grille et le remblai comme le montre.



Figure 4.5: renforcement par geogrilles

3.3.2.1 Types des géogrilles

Il existe deux types de géogrilles :

3.3.2.2 Géogrille uni- axiale

La résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre. Figure 4.6



Figure 4.6 : Géogrilles uni-axiale.

3.3.2.2.1 Géo-grille bi- axiale

La résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens Longitudinal et transversal. Figure 4.7



Figure 4.7 : Géogrilles bi-axiale.

3.3.3 Les géo-membranes

sont des géosynthétiques 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.

Figure 4.8

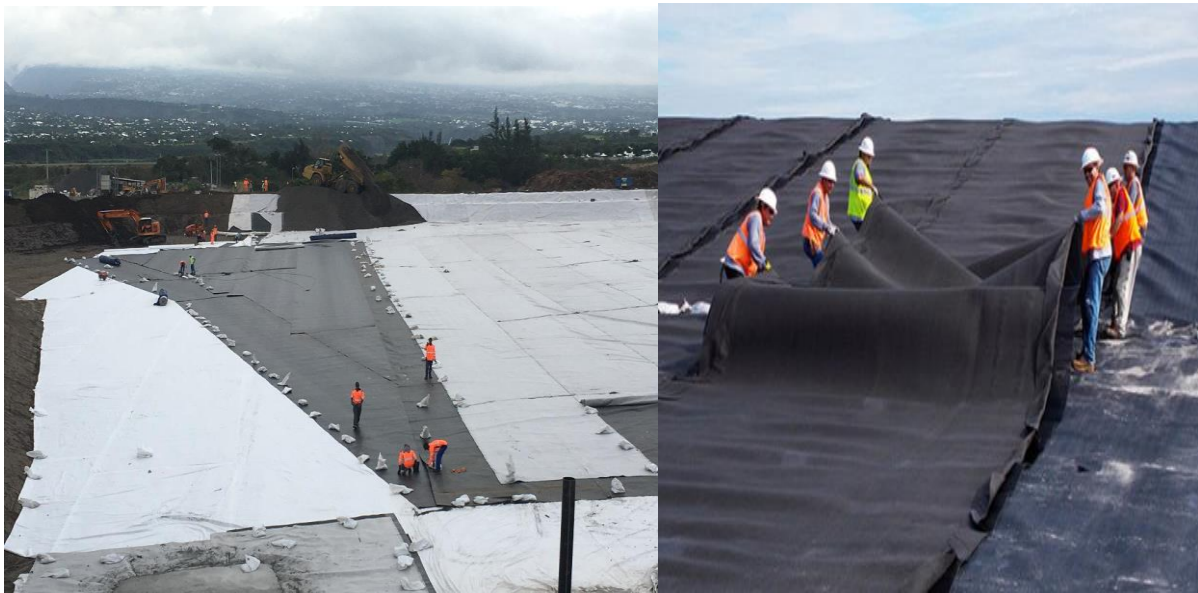


Figure 4.8 : La Réalisation des géo-membranes

3.3.4 Les géo-composites

Résultant quand deux matériaux ou plus, sont combinés dans le processus de fabrication des géosynthétiques.

Ils peuvent être des 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 sont 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).figure 4.9

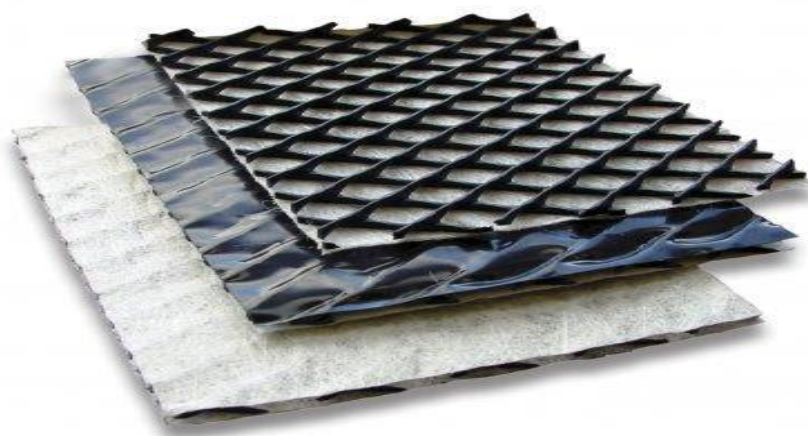


Figure 4.9 : géo-composites

4 Mécanismes de Renforcement

Le but de ce paragraphe est de décrire l'état des connaissances concernant les mécanismes par lesquels les géo synthétiques fournissent le renforcement aux sols de fondation. Le renforcement des sols par de la géo synthétique se fait à travers des mécanismes :

- ✓ Mécanisme de confinement (auto blocage) latéral de la couche de base ;
- ✓ Mécanisme de surface de rupture modifiée.

4.1 Mécanisme de Confinement

Le mécanisme principal de renforcement attribué aux géo synthétiques (notamment les géo grilles) s'appelle généralement confinement ou auto blocage latéral de la masse de sol. Sommairement le phénomène de confinement s'explique par le fait que la grosse particule de sol interagit avec la géo-grille principalement en s'imbriquant dans les ouvertures.

Ces mécanismes incluent :

1. Empêchement de l'étalement latéral de l'agrégat de la couche de sol ;
2. Confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement
3. Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation ;
4. Réduction de la contrainte de cisaillement dans le sol de fondation

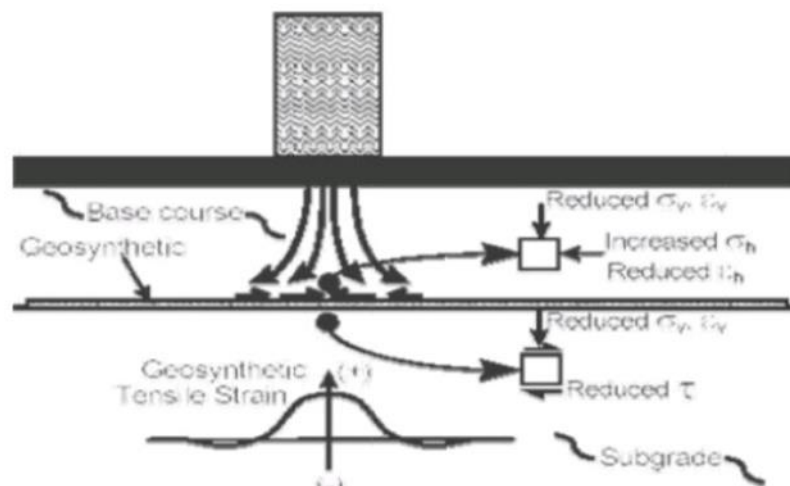


Figure 4.10: Mécanisme de Confinement (auto blocage) latéral de la couche de base

4.2 Mécanisme de surface de rupture modifiée

Le géo synthétiques force la surface de rupture potentielle à se développer selon une surface alternative qui a une plus grande résistance totale. Ce qui va réduire les déplacements et augmente par conséquent la capacité portante.

5 Avantages de l'utilisation de géo-grille pour le renforcement

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols ;

- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et Diminution des mouvements de terre ;
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert De matériau ;
- Modification des structures routières et ferroviaires pour augmenter les capacités ;
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel ;
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais ;
- Bonne résistance à l'endommagement.

6 Conclusion

Le principe de fonctionnement du système de renforcement des sols compressibles par inclusion rigides et géo-grilles sont très importantes et plus efficaces, l'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du caractéristique mécaniques du sol.

L'utilisation des géo-grilles est aujourd'hui très réponde dans le domaine du génie civil surtout en géotechnique.

CHAPITRE 5 :
MODELISATION NUMERIQUE

1 Introduction

Qu'est –ce qu'une modélisation numérique ?

La modélisation numérique en géotechnique a pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois de comportement qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. En effet il existe aujourd'hui des modèles numériques permettant d'étudier des problèmes aussi complexe que l'action des trafics routières et ferroviaires, des glissements de terrain, de monter de niveau d'eau ...etc.la modélisation qui quasiment devenue aujourd'hui un point de passage obligé pour qualifier les structures en configuration extrêmes.

La géotechnique nous a donné plusieurs méthodes de traitement des problèmes géotechniques réels dans un délai raisonnable, les méthodes les plus connus sont l'étude expérimental qui a basé sur les essais expérimentaux au laboratoire ou in situ, et la modélisation numérique qui a basé sur des méthodes très connus : les méthodes des éléments finis et les méthodes des différences finis.

En 1975 des travaux ont commencés dans le but d'appliquer et de développer des programmes informatiques basés sur la méthode des élément finis au problèmes de mécanique des sols ;l'un des plus moderne est le PLAXIS qui est un logiciel spécialement développer pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches.

Qu'est –ce qu'un PLAXIS ?

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

➤ *Input*



➤ *Calculations*



➤ *Output* 

➤ *Curves* 

Dans ce chapitre s'intéresse au calcul numérique de la stabilité du remblai d'un sol par des colonnes ballastées en présence d'une nappe de géo-synthétique à la surface du remblai en utilisant le code PLAXIS 2D (Version 8.2) et 3D (Version 20). L'étude portera sur la variation des paramètres mécanique et géométrique de 5 séries des colonnes ballastées avec 5 différents angles du frottement interne Φ et 5 différents diamètres des colonnes ballastées D sans oublié l'espacement entre les axes des colonnes ballastées e .

2 Description de modèle

2.1 La géométrie de modèle

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique doit être présenté en PLAXIS Input consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme.

On souhaite d'étudier la stabilité d'un remblai de 5 m d'hauteur et 20 m de largeur avec une angle de pente latérale = 2 H: 1 V, soutenu par des colonnes ballastées de 10 m de longueur et de 0,8 m de largeur de 5 différents angles de frottements $\Phi=34^\circ$, $\Phi=36^\circ$, $\Phi=38^\circ$, $\Phi=41^\circ$, $\Phi=44^\circ$ avec des différents diamètres pour chaque angle de frottement interne $D=0,6m$, $D=0,8m$, $D=1m$, $D=1,2m$, $D=1,4m$ sous le code (2D) condition de déformation plane, alors que dans le code (3D) en prenant 3m dans le sens y.

Le sol de fondation se compose d'un sol argileux de 10 m d'épaisseur recouvrant du sable de 2 m d'épaisseur les colonnes ballastées ont été modélisé comme des murs continus parallèles à la ligne médiane du remblai avec un espacement libre entre les axes des colonnes adjacentes a été fixé à 4 m; la nappe phréatique était à la surface du sol. la couche de géo synthétiques est placée à la base du remblai comme indiqué sur la figure 5.1.

Un modèle similaires a été utilisé par Han et Abusharar (2011) dans une autre étude. Ce modèle du cas de référence est représenté dans la figure 5.1 (c).

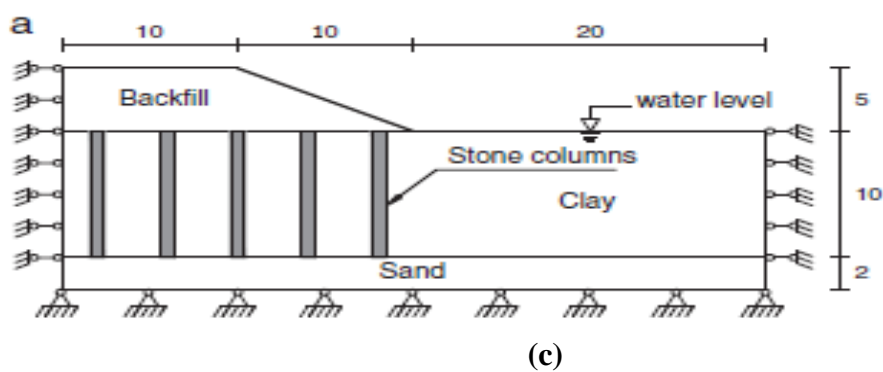
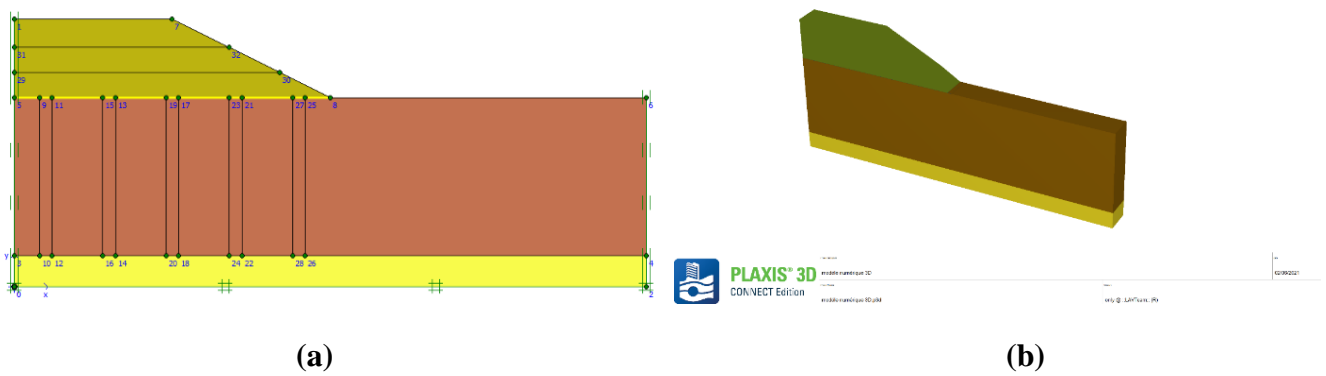


Figure 5.1 : définition du modèle géométrique (a) 2D (b) 3D
(c) Han et Abusharar (2011)

2.2 Conditions aux limites :

Les conditions aux limites sont choisies comme suit :

- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ($u_x = 0$);
- déplacement total nul suivant la base du modèle. ($u_x = u_y = 0$).

2.3 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés dans cette étude sont l'argile et le sable avec un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

Le tableau 5.1 expriment les paramètres des sols

Tableau 5.1 : caractéristique des matériaux

Paramètres	Nom	Argile	Sable	Remblai
-Modèle de matériau	Modèle	M-C	M-C	M-C
-Type de matériau	Type	Drainé	Drainé	Drainé
-Poids volumique sec	γ_{unsat} [KN/m ³]	18,5	20,5	18,5
-Poids volumique humide	γ_{sat} [KN/m ³]	20	20,5	18,5
-Module d'Young	E _{ref} [KN/m ²]	20.000	100.000	60.000
-Coefficient de Poisson	ν	0,30	0,2	0,25
-Cohésion	C [KN/m ²]	20	0	0
-Angle de frottement	Φ (°)	0°	30°	32°
-Facteur de réduction des efforts à l'interface	R _{inter}	Rigide	Rigide	Rigide

Notre modèle a été renforcé par 5 séries de colonnes ballastées avec des différents angles de frottement interne, pour les géo-grilles (géo-synthétique) le comportement est élastique avec EA=500 KN/m

Les caractéristiques des colonnes ballastées sont mentionnées dans le tableau 5.2 suivant :

Tableau 5.2 : caractéristiques des colonnes ballastées

Paramètres	Colonne ballastée 1	Colonne ballastée 2	Colonne ballastée 3	Colonne ballastée 4	Colonne ballastée 5
-Modèle de matériau	M-C	M-C	M-C	M-C	M-C
-Type de matériau	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé	Drainé
-Poids volumique sec γ_{unsat} [KN/m ³]	16	17	19,5	20	21,5
-Poids volumique humide γ_{sat} [KN/m ³]	17	18	20,5	21	22,5
-Module de Young Eref [KN/m ²]	30000	40000	70000	90000	120000
-Coefficient de Poisson ν	0,3	0,3	0,25	0,2	0,15
-Angle de frottement $\Phi(^{\circ})$	34 [°]	36 [°]	38 [°]	41 [°]	44 [°]
-Facteur de réduction des efforts à l'interface R_{inter}	Rigide	Rigide	Rigide	Rigide	Rigide

2.4 Généralité de maillage :

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds. En plus de ces éléments, il y a des éléments particuliers pour le

comportement des structures. PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés. Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

Dans notre cas on règle la finesse du maillage "refine cluster "sur "mesh "puis, on le raffine localement au niveau des éléments de remblai comme indiqué sur la figure 5.2

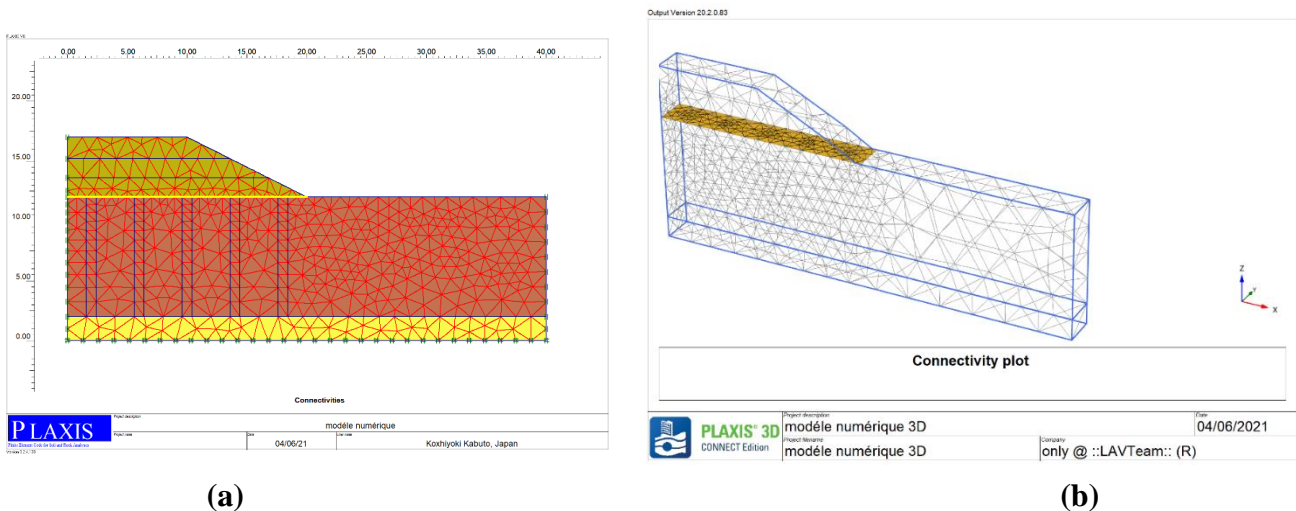


Figure 5.2: présentation du maillage (a) 2D (b) 3D

2.5 Conditions initiales

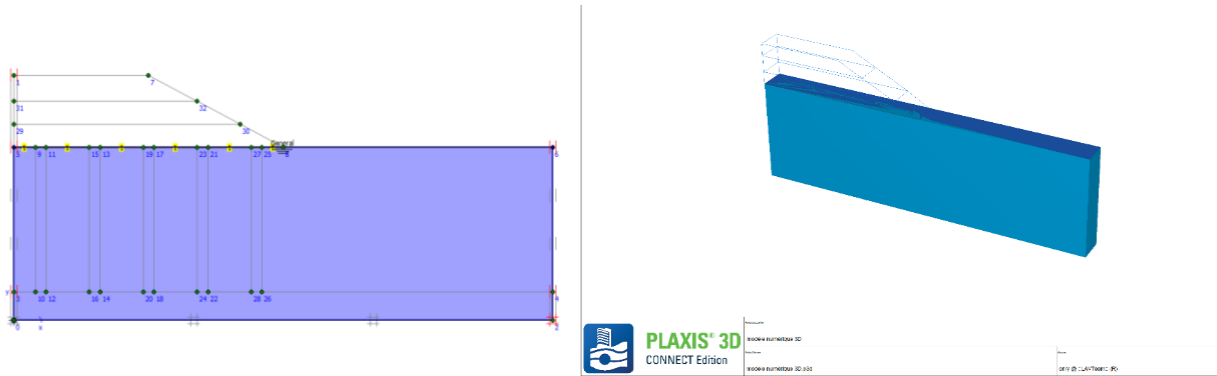
Les conditions initiales nécessitent la génération des contraintes initiales par la procédure de K_0 pour chaque couche de sol. La valeur par défaut de K_0 est obtenue par la formule de Jacky $(1 - \sin \Phi)$ mais celle-ci peut être modifiée par l'utilisateur.

La procédure K_0 ne considère que le poids du sol et ne calcule que les contraintes effectives et les pressions interstitielles dans les éléments de sol et d'interface. Les charges extérieures et le poids des éléments de structure ne sont pas pris en compte.

Les contraintes initiales dans un sol sont influencées par le poids du matériau et par l'histoire de sa formation. Cet état de contraintes est caractérisé généralement par une contrainte effective verticale initiale $\sigma_{v, 0}$. La contrainte effective horizontale initiale $\sigma_{h, 0}$ est liée à la

contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0 . ($\sigma_h, 0 = K_0 \sigma_v, 0$).

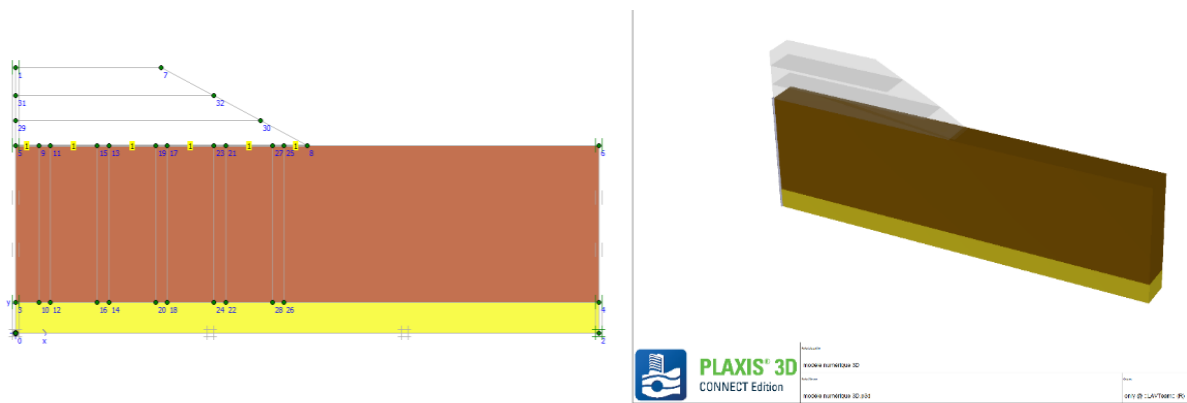
La configuration de la géométrie initiale se fait par le passage du mode hydraulique en mode de configuration géométrique qui est utilisé pour définir la configuration initiale de la géométrie et permet de désélectionner les couches de sol de la géométrie qui ne sont pas actives dans la situation initiale comme indiqué dans les figures suivantes.



(a)

(b)

Figure 5.3: mode de conditions hydraulique (a) 2D (b) 3D



(a)

(b)

Figure 5.4: mode de configuration géométrique (a) 2D (b) 3D

$K_0 \text{ sable} = 0,9$

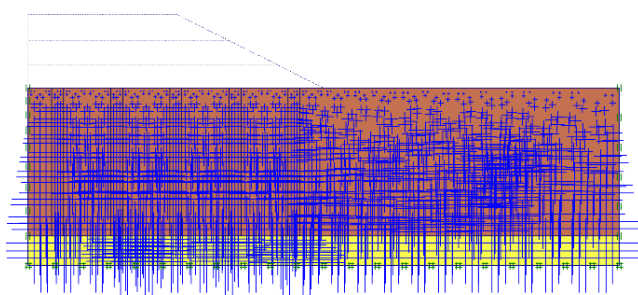
$K_0 \text{ argile} = 0,85$

K0-procedure X

ΣM -weight : 1,000

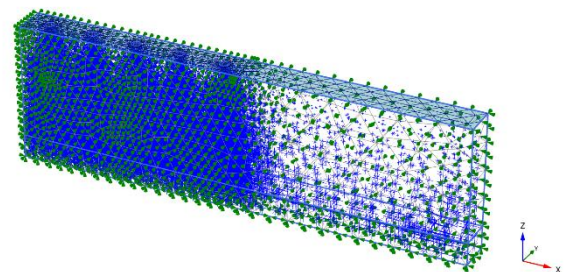
Cluster	Material	OCR	POP	K0
1	MC	N/A	N/A	0,900
2	MC	N/A	N/A	0,850

Figure 5.5 : procédure de K_0



Active pore pressures
 Extreme active pore pressure $-119,57 \text{ kN/m}^2$
 (pressure = negative)

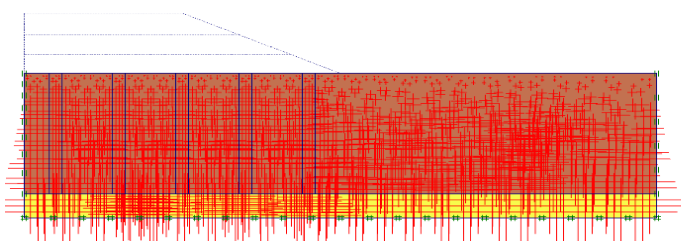
(a)



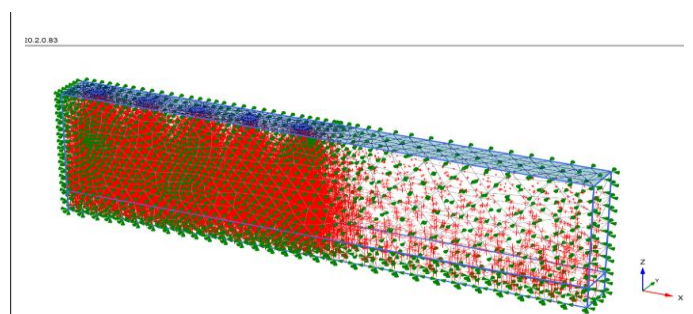
Active pore pressures p_{active} (scaled up 0,0100 times) (Pressure = negative)
 Maximum value = $-0,1708 \text{ kN/m}^2$ (Element 13148 at Stress point 52589)
 Minimum value = $-119,0 \text{ kN/m}^2$ (Element 14017 at Stress point 56065)

(b)

Figure 5.6: génération des pressions hydrauliques (a) 2D (b) 3D



Effective stresses
 Extreme effective principal stress $-125,55 \text{ kN/m}^2$



Effective principal stresses (scaled up 0,0100 times)
 Maximum value = $-0,1043 \text{ kN/m}^2$ (Element 3314 at Stress point 13256)
 Minimum value = $-125,4 \text{ kN/m}^2$ (Element 14050 at Stress point 56197)

Figure 5.7: génération des contraintes effectives (a) 2D (b) 3D

2.6 Procédure du calcul

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculassions*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculassions*).

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul.

Un calcul plastique (*Plastic*) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps, alors que le calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé *Phi-c reduction* et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul se fait par la définition des phases de calcul comme mentionnées dans le tableau 5.3 suivant

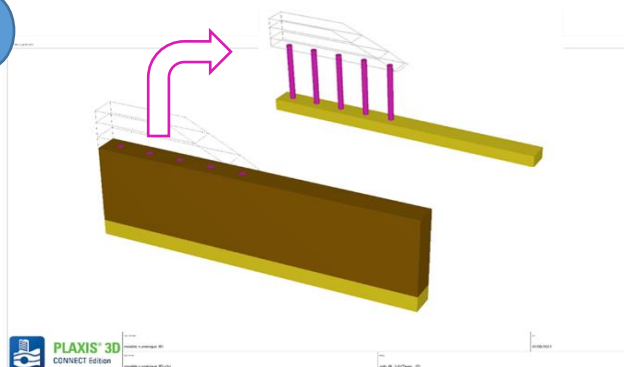
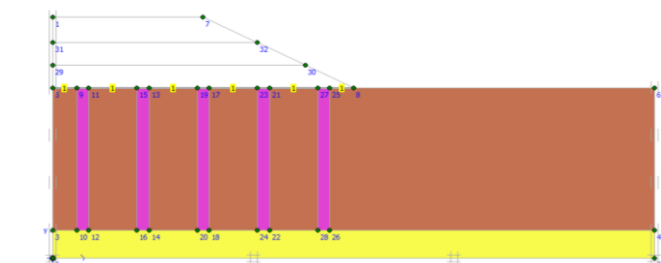
-Phase 0 : Initiation des contraintes (procédure K_0).

Tableau 5.3 : liste des phases de calcul

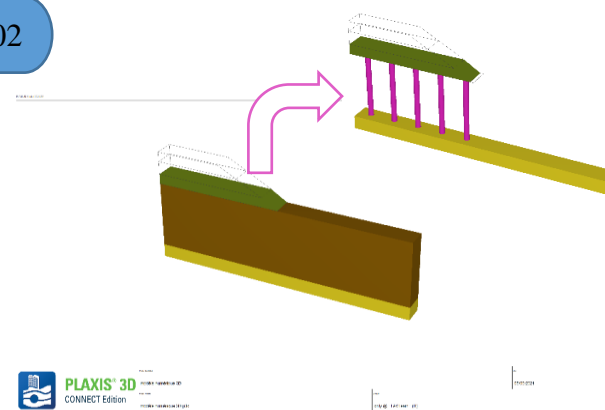
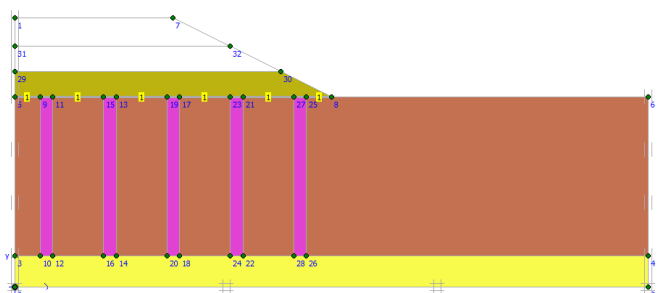
Phase N°	Phase de départ N°	Identification	Type de calcul	Entrée de charge
1	0	Réalisation des colonnes ballastées (D=0,6 Φ =38°)	plastique	Staged construction
2	1	Réalisation du 1 ^{ère} couche du remblai de 1,6 m d'hauteur	plastique	Staged construction
3	2	Réalisation du 2 ^{ème} couche du remblai de 1,6 m d'hauteur	plastique	Staged construction
4	3	Réalisation du 3 ^{ème} couche du remblai de 1,8 m d'hauteur	plastique	Staged construction
5	4	Calcul de stabilité (facteur de sécurité)	Phi/c réduction	Incremental multipliers
6	1 Après réalisation des colonnes ballastées.	Géogrilles +1 ^{ère} couche du remblai de 1,6 m d'hauteur	plastique	Staged construction
7	6	Géogrilles + 2 ^{ème} couche du remblai de 1,6 m d'hauteur	plastique	Staged construction
8	7	Géo grilles + 3 ^{ème} couche du remblai de 1,8 m d'hauteur	plastique	Staged construction
9	8	Calcul de stabilité (Fs)	Phi/c réduction	Incremental multipliers
10	0	Réalisation du 1 ^{ère} couche du remblai de 1,6 m d'hauteur	plastique	Staged construction
11	10	Réalisation du 2 ^{ème} couche du remblai de 1,6 m d'hauteur	plastique	Staged construction
12	11	Réalisation du 3 ^{ème} couche du remblai de 1,8 m d'hauteur	plastique	Staged construction
13	12	Calcul de stabilité (Fs)	Phi/c réduction	Incremental multipliers

Les figures suivantes représentent l'identification de chaque phase de calcul en PLAXIS 2D et 3D.

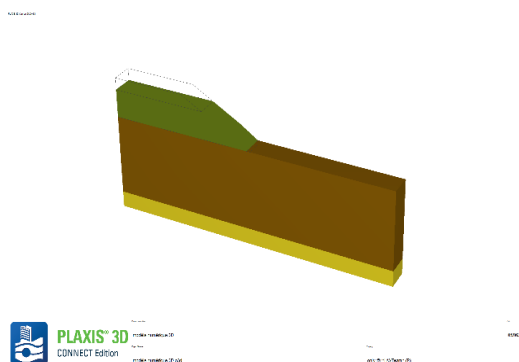
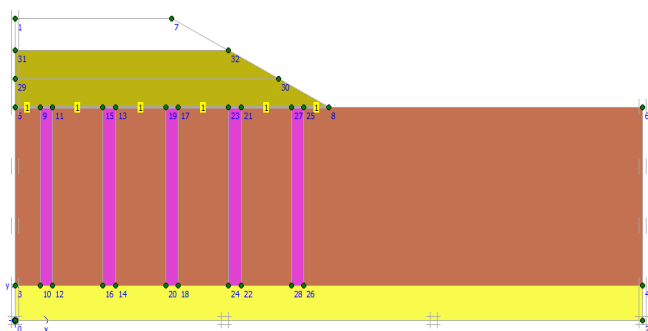
Phase 01



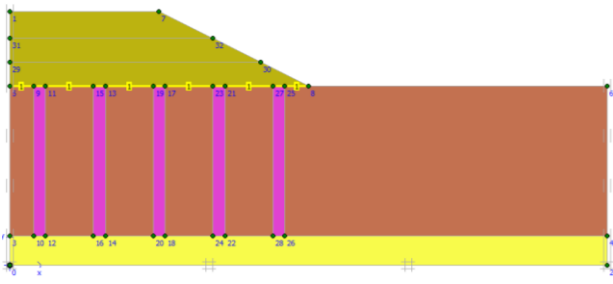
Phase 02



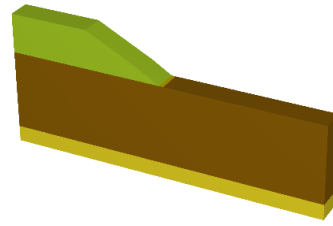
Phase 03



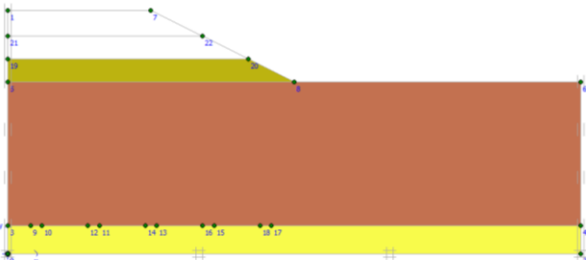
Phase 08



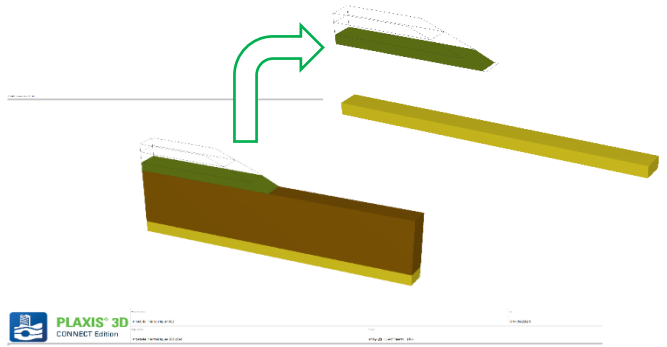
PLAXIS 3D
CONNECT Edition



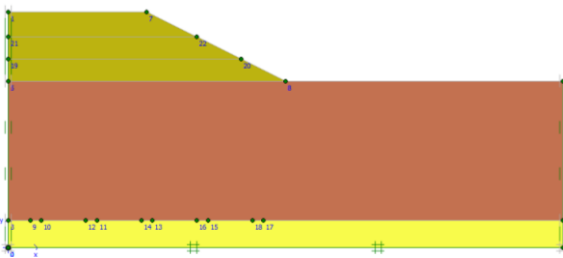
Phase 10



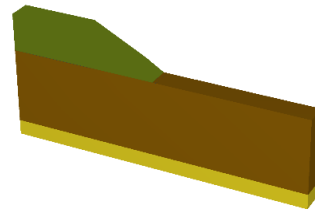
PLAXIS 3D
CONNECT Edition



Phase 12



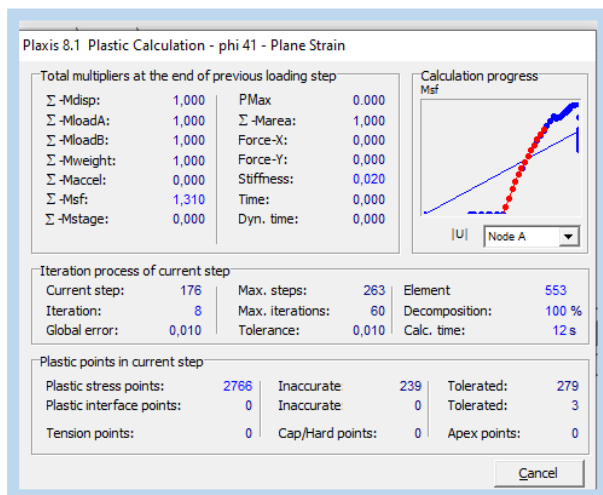
PLAXIS 3D
CONNECT Edition



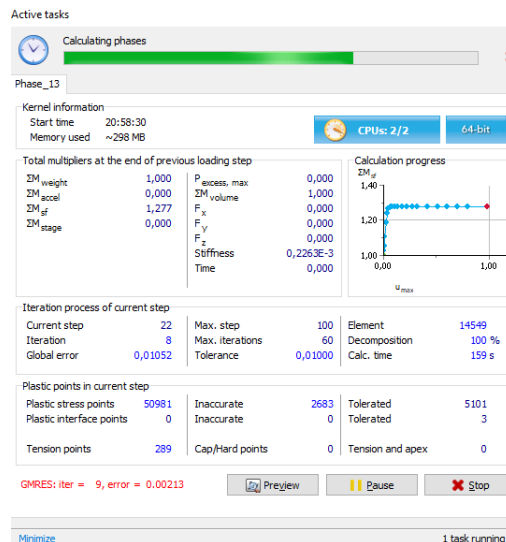
(a)

(b)

Figure 5.8: description du phasage 2D et 3D



(a)



(b)

Figure 5.9: Calcul des phases (a) 2D (b) 3D

3 Méthode de l'analyse

L'analyse dans ce chapitre suppose que les colonnes ballastées supportent les charges du remblai et les distribuées dans le sol en s'intéressant à la stabilité du remblai qui est caractérisé par l'évaluation des tassements et le facteur de sécurité de six (6) derniers phases.

4 Les principaux résultats

Nous allons donner les résultats de six (06) derniers phases.

4.1 Déformation du maillage

La déformation de maillage et des éléments structuraux des phases (4-8-12) sont représentés sur les figures suivantes en 2D et 3D.

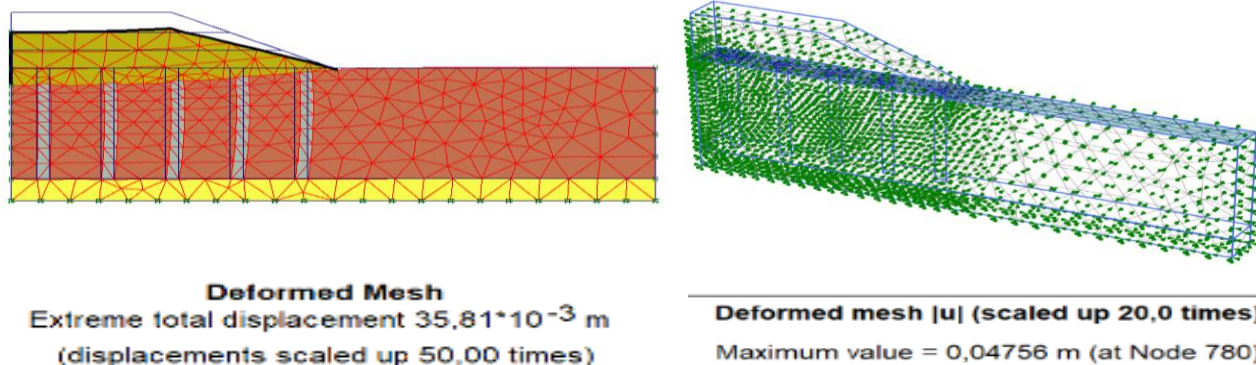


Figure 5.10 : déformation du maillage phase 4

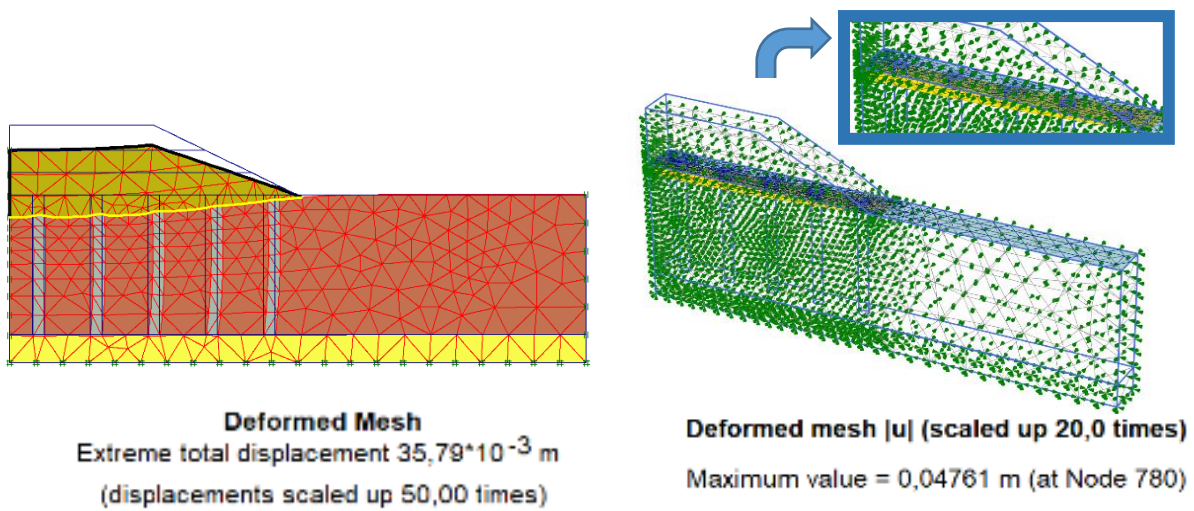


Figure 5.11: déformation du maillage phase 08

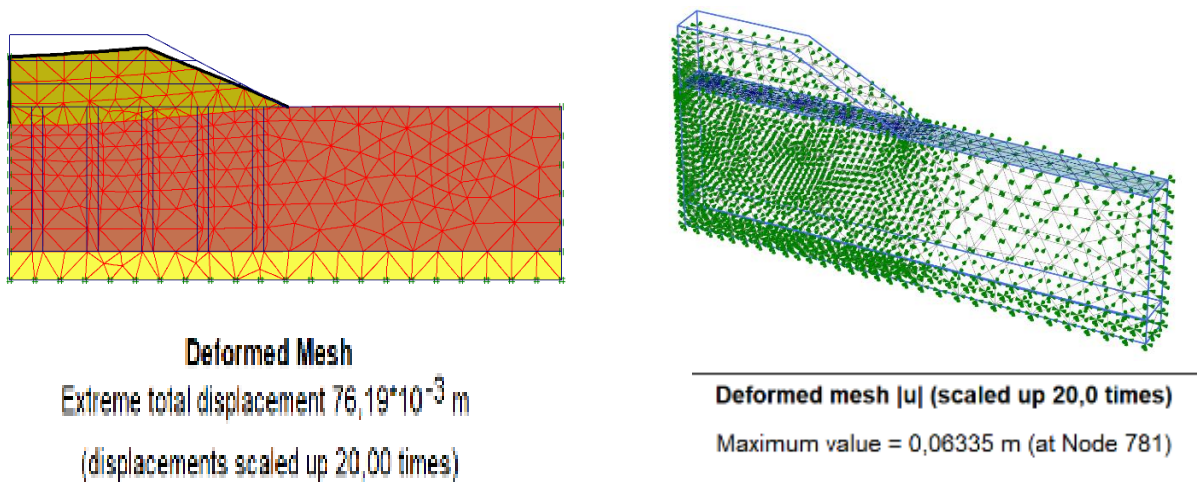


Figure 5.12: déformation du maillage phase 12

4.2 Les points plastiques

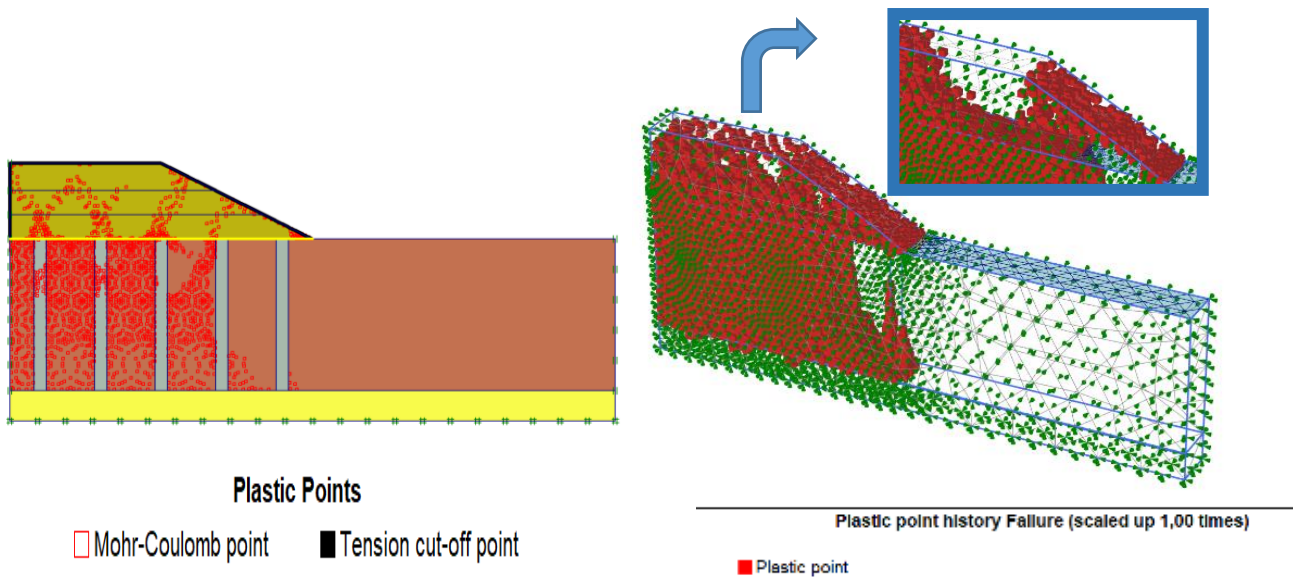


Figure 5.13: les points plastiques

4.3 Le déplacement vertical (tassement)

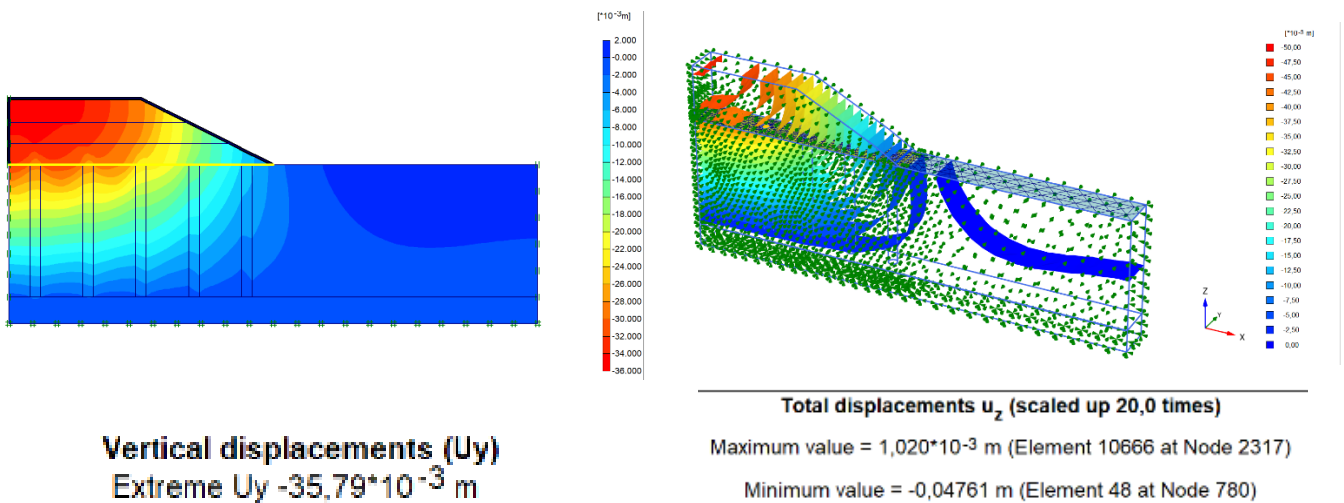


Figure 5.14: le déplacement vertical

4.4 Déplacement horizontal

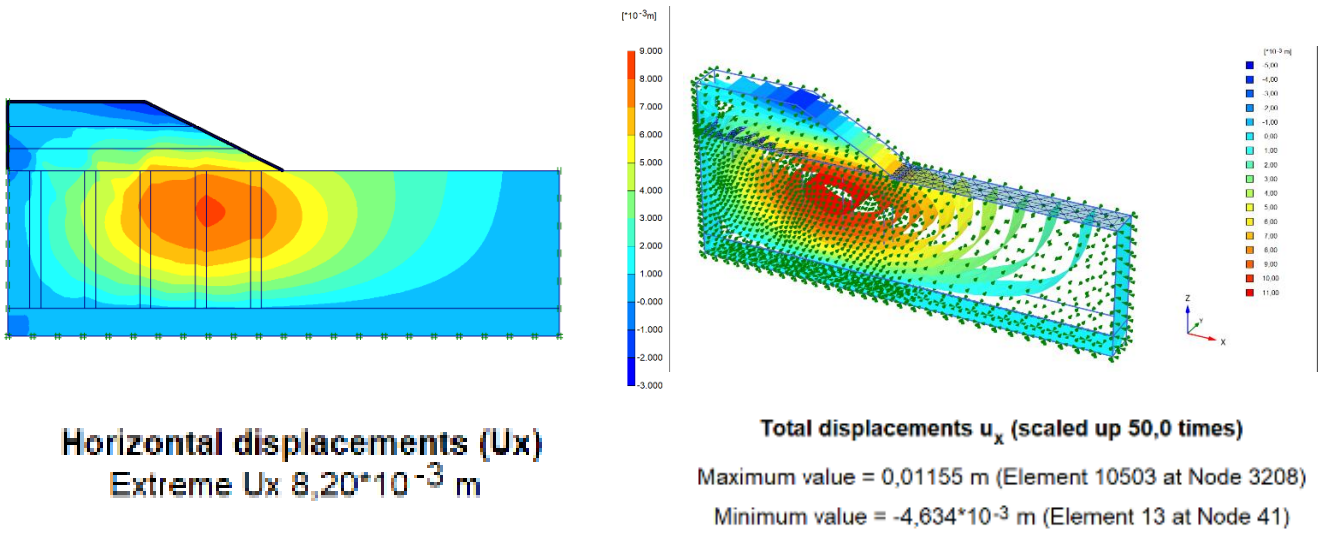


Figure 5.15 : le déplacement horizontal

4.5 Information de calcul

Les figures 5.16 suivantes représentent l'information de calcul d'un facteur de sécurité de la phase 9 (renforcement du remblai par colonnes ballastées en présence d'une couche de géosynthétique) en 2D et 3D.

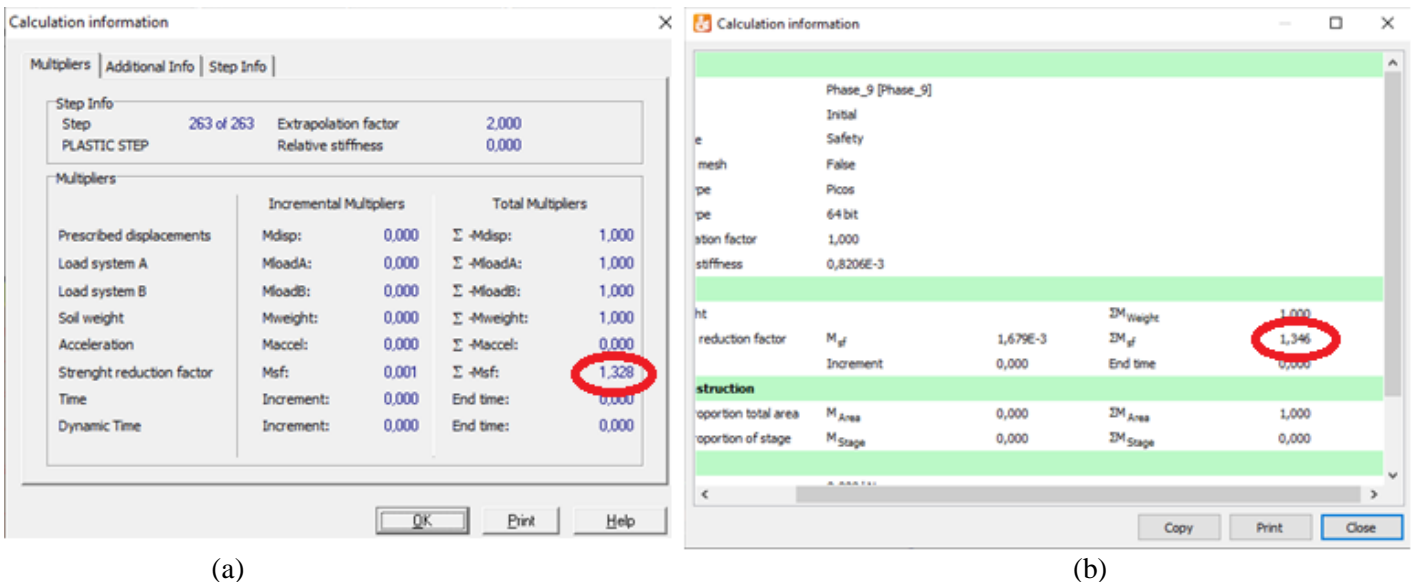


Figure 5.16 : Information de calcul pour le facteur de sécurité (a) 2D (b)

3D

5 Mécanisme de rupture

Le mécanisme de rupture observé dans PLAXIS des phases (5-9-13) est représenté sur les figures suivantes en 2D et 3D, Ce type de rupture est appelé rupture par glissement superficielles à la surface du remblai.

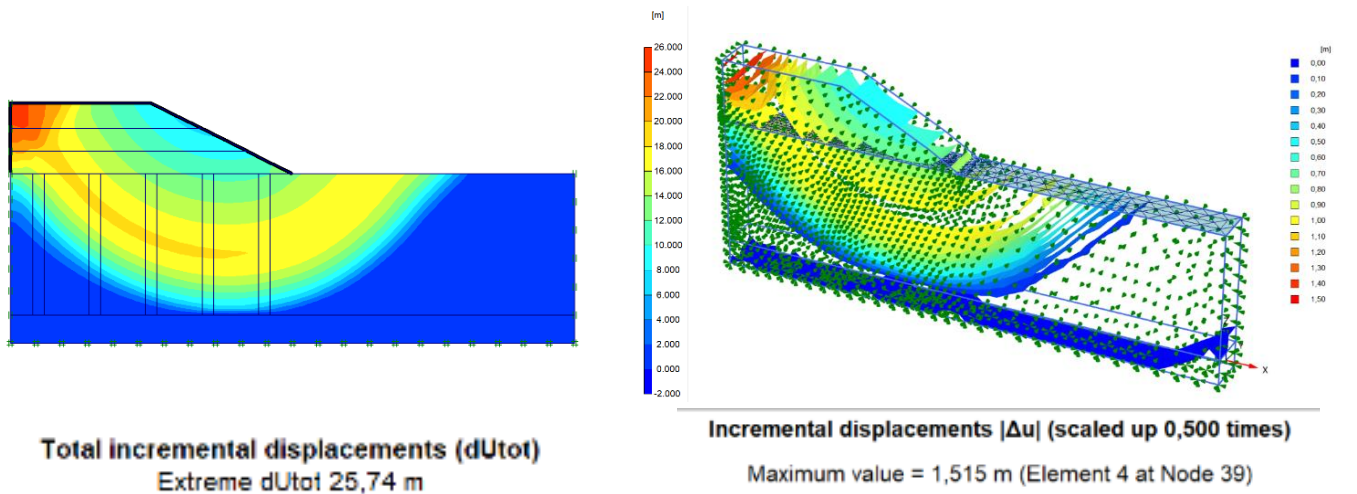


Figure 5.17 mécanisme de rupture du remblai sans renforcement des colonnes ballastées.

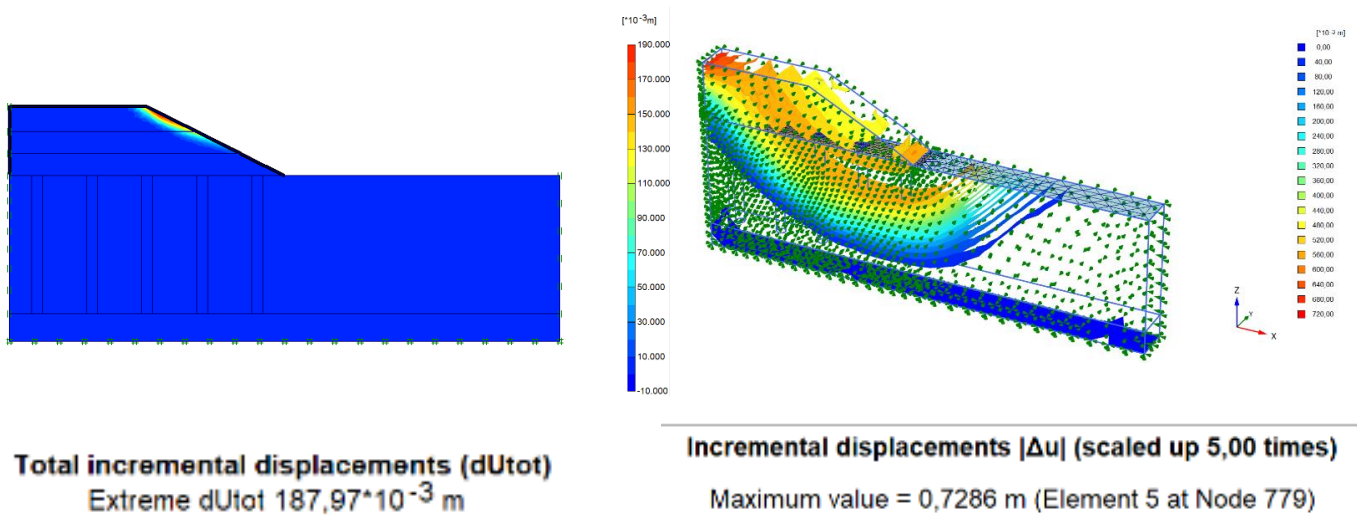


Figure 5.18: mécanisme de rupture du remblai avec renforcement des colonnes ballastées.

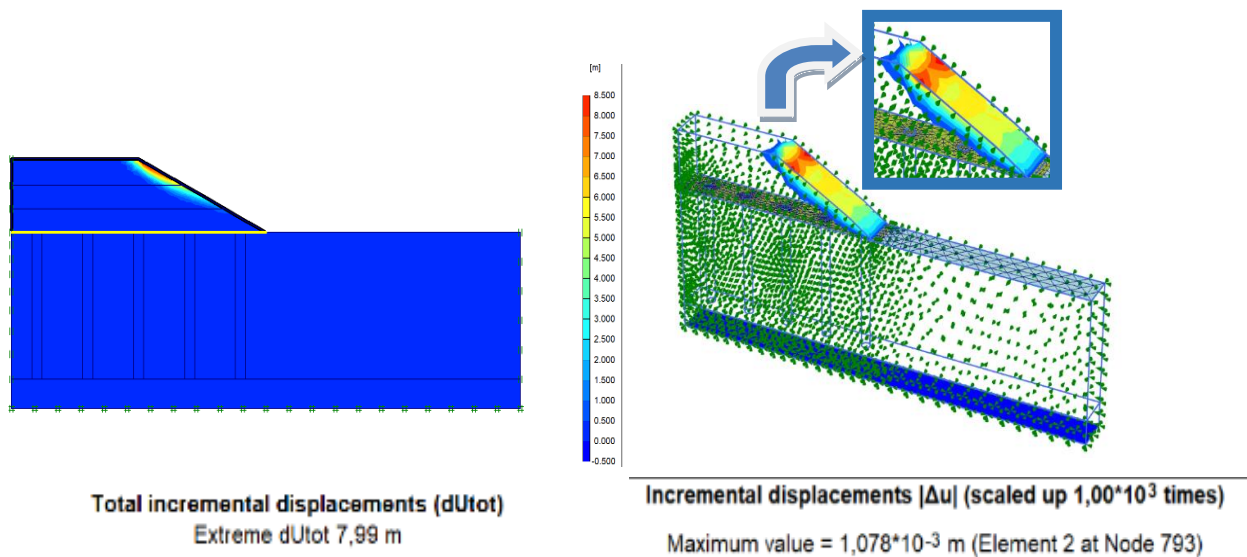


Figure 5.19 : mécanisme de rupture du remblai avec renforcement des colonnes ballastées en présence d’une nappe de géo-synthétique

6 Test de validation

Cette étude nous permettra d’avoir une idée sur le comportement de renforcement du remblai par les colonnes ballastées, et nous servirons par la même occasion d’un test de validation pour notre procédure de simulation, et montrerons, alors le degré de fiabilité du code PLAXIS 2D et 3D pour le calcul de tassement d’un remblai sur sol mou. Les solutions d’Abusharar et Han (2011) et Zheng, Gang, et al. (2020) sont sélectionnées. Les paramètres géométriques des murs des colonnes et du remblai sont fournis comme suit : la largeur des colonnes est de 0,8 m, la longueur des colonnes est de 10 m, l’espacement entre les colonnes adjacentes est de 4 m, la largeur de crête du remblai est de 20 m, la hauteur du remblai est de 5 m et l’angle des talus latéraux est de 2 (horizontal):1 (vertical). Le tableau 5.4 montre une comparaison entre le facteur de sécurité de la présente étude et celles d’Abusharar et Han (2011) et Zheng, Gang, et al. (2020).

Tableau 5.4 : Comparaison de facteur de sécurité de la présente étude et celles d'Abusharar et Han (2011) et Zheng, Gang, et al. (2020).

Angle de frottement (colonne ballastée)	Facteur de sécurité		
	Abusharar et Han (2011)	Zheng, Gang, et al. (2020)	Présente étude
34	1.49	1.51	1.29
38	1.51	1.52	1.31
42	1.53	1.54	1.32

Une augmentation de l'angle de frottement des colonnes entraîne une augmentation approximativement linéaire de facteur de sécurité. L'approche basée sur la modélisation numérique 3D donne des résultats inférieure à celles d'Abusharar et Han (2011) et Zheng, Gang, et al. (2020). Cela peut s'expliquer parce que les deux auteurs ont modélisé le problème avec des murs de pierres, mais dans notre travail nous l'avons modélisé sous forme de cylindres.

7 Conclusion

Dans la présente étude, nous avons déterminé numériquement par le logiciel PLAXIS 2D et 3D la stabilité du remblai de sol pulvérulent reposant sur un sol mou renforcé par des colonnes ballastées de différentes caractéristiques géométrique (le diamètre D et l'espacement entre les axes des colonnes ballastées e) et les caractéristiques mécaniques (l'angle de frottement interne des colonnes ballastées Φ°) et en présence d'une couche de géo-synthétique à la surface du remblai

Cette étude nous permet de voir :

- le rôle de renforcement par colonnes ballastées de différentes caractéristiques mécaniques et géométriques.
- La présence d'une couche de géo-synthétique.
- L'évaluation du tassement au niveau de la base du remblai.
- Le mécanisme de rupture.

Le tassement augmente lorsqu'on augmente l'espacement entre les colonnes ballastées.

Mais comment le tassement diminue si nous changeons les caractéristiques géométriques et mécaniques des colonnes ballastées ?

CHAPITRE 6 :
ETUDE PARAMETRIQUE

1 Introduction

D'après l'étude numérique qu'on a vu dans le chapitre précédent on a conclu que certain paramètre mécanique ou géométrique influence à la stabilité du remblai.

Une étude numérique a été réalisée à l'aide du modèle d'éléments finis PLAXIS 2D (V 8.2) et 3D (V20) sur un renforcement par les colonnes ballastées d'un remblai reposant sur un sol mou et en présence d'une nappe de géo-synthétique à la surface du remblai. L'objectif de ce chapitre est d'étudier et de voir l'influence des paramètres géométriques (le diamètre des colonnes ballastées D) et les paramètres de configuration géométrique (l'espacement entre les axes des colonnes ballastées e) et les caractéristiques mécaniques (l'angle du frottement interne des colonnes ballastées) sur la stabilité du remblai.

2 Effet des paramètres

2.1 Caractéristique mécanique

2.1.1 Effet de l'angle de frottement interne des colonnes ballastées sur le facteur de sécurité

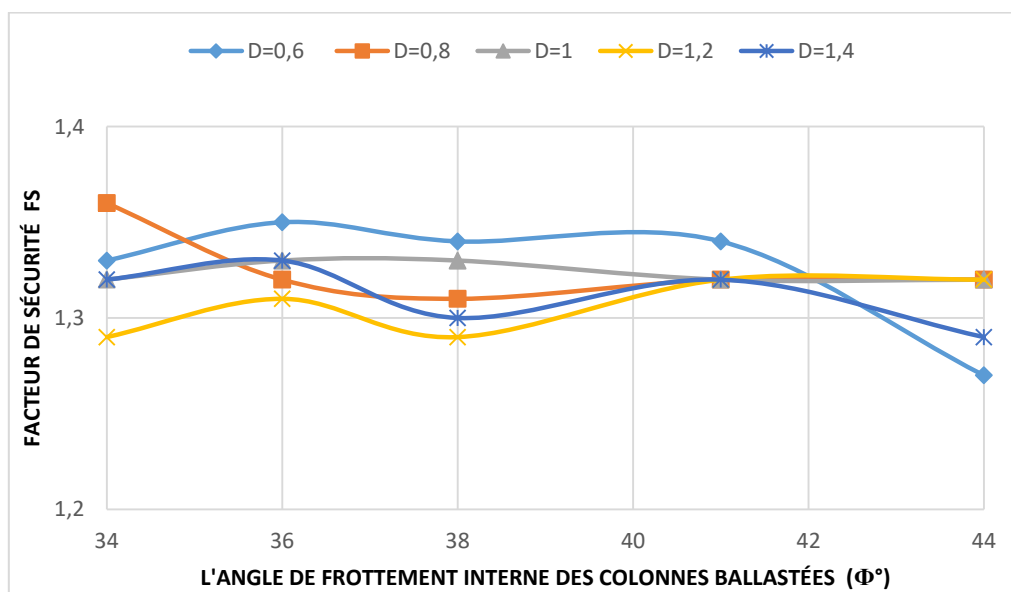
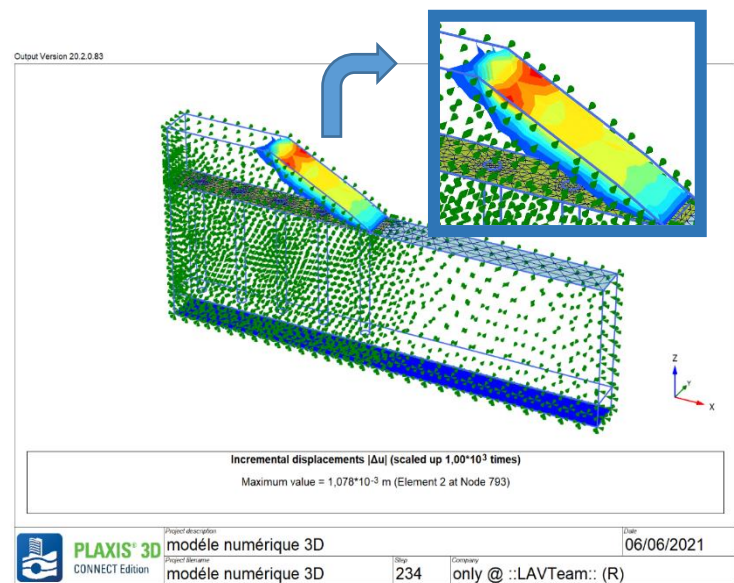
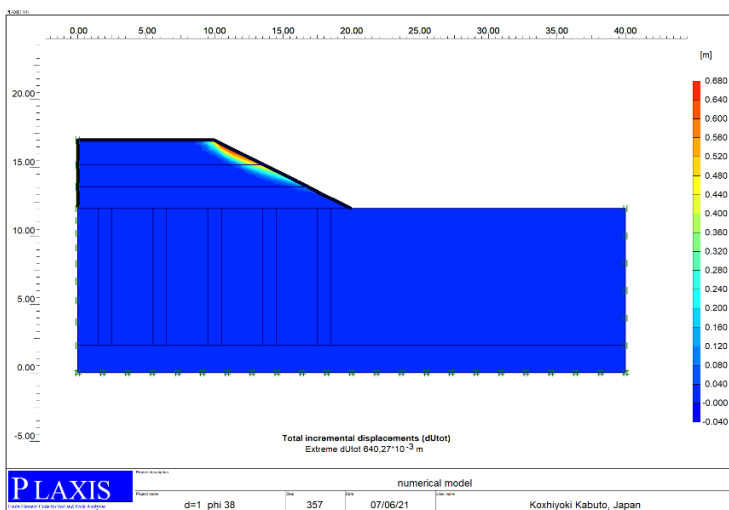
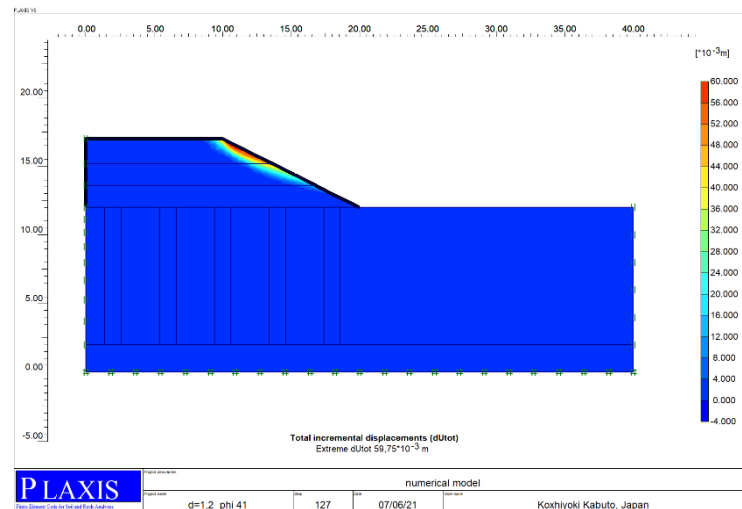
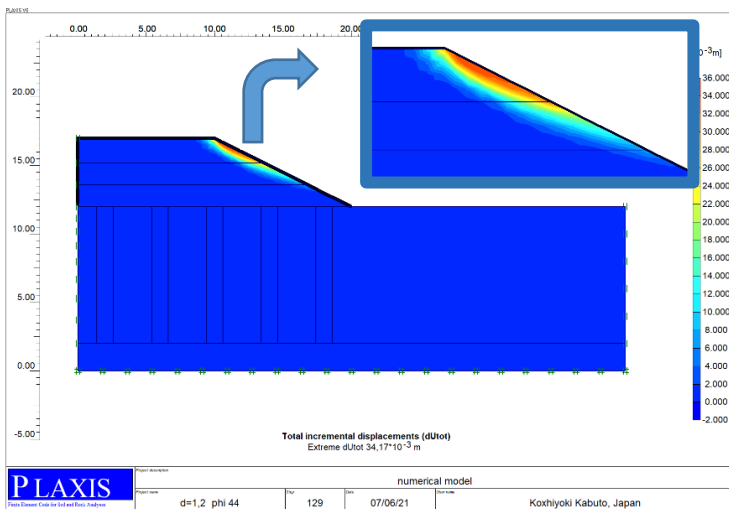
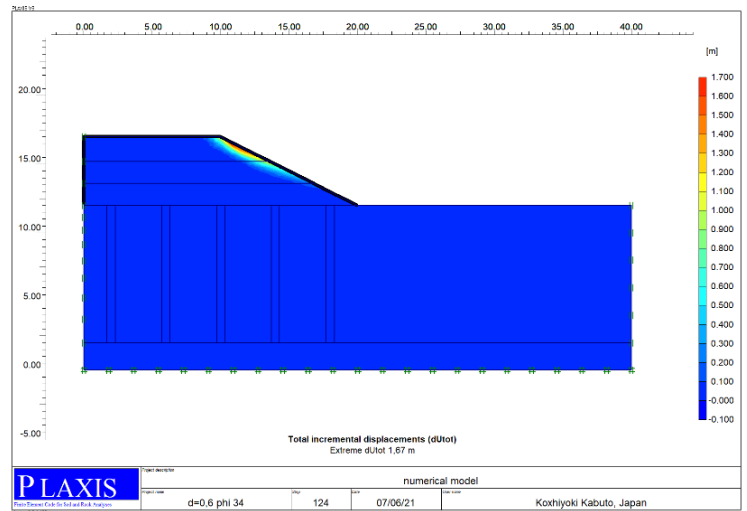
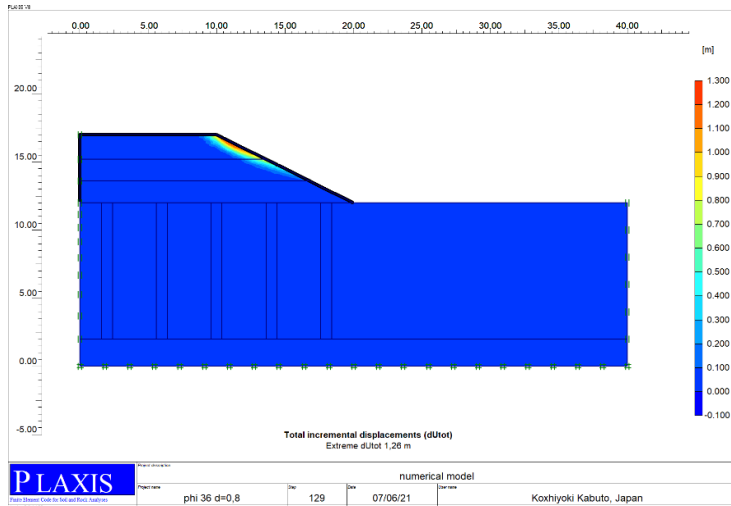


Figure 6.1 : la variation du facteur de sécurité en fonction des angles de frottement interne des colonnes ballastées (Φ°)



Figures 6.2: mécanisme de rupture de 5 séries des colonnes ballastées avec différents diamètre






2.1.1.1 Discussion et interprétation des résultats

Dans notre étude les courbes doivent être présentées sous forme d'un facteur de sécurité F_s qui exprime la stabilité du remblai, d'après la courbe de variation du facteur de sécurité en fonction des angles de frottement interne des colonnes ballastées ($\Phi=34^\circ$ $\Phi=36^\circ$ $\Phi=38^\circ$ $\Phi=41^\circ$ $\Phi=44^\circ$) pour différents diamètres des colonnes ballastées ($D=0,6$ m $D=0,8$ m $D=1$ m $D=1,2$ m $D=1,4$ m) on constate la perturbation du facteur de sécurité.

D'après les figures 6.2 on a vu que le mode de rupture est un glissement superficiel à la surface du remblai dans les 5 cas de renforcement par les colonnes ballastées de différents angles de frottement interne pour différents diamètres des colonnes ballastées donc le facteur de sécurité n'a aucune influence sur les colonnes ballastées c'est pour cela on a modifié les courbes sous forme de tassement en fonction des paramètres géométrique et mécanique des colonnes ballastées.

2.1.2 Effet de l'angle de frottement interne des colonnes ballastées

Pour étudier l'influence de l'angle du frottement interne sur les tassements du remblai, On va utiliser les mêmes coupes du modèle précédent, avec les mêmes données, en changeant à chaque fois la valeur de Φ comme suit :

-  $\Phi=34^\circ$
-  $\Phi=36^\circ$
-  $\Phi=38^\circ$
-  $\Phi=41^\circ$
-  $\Phi=44^\circ$

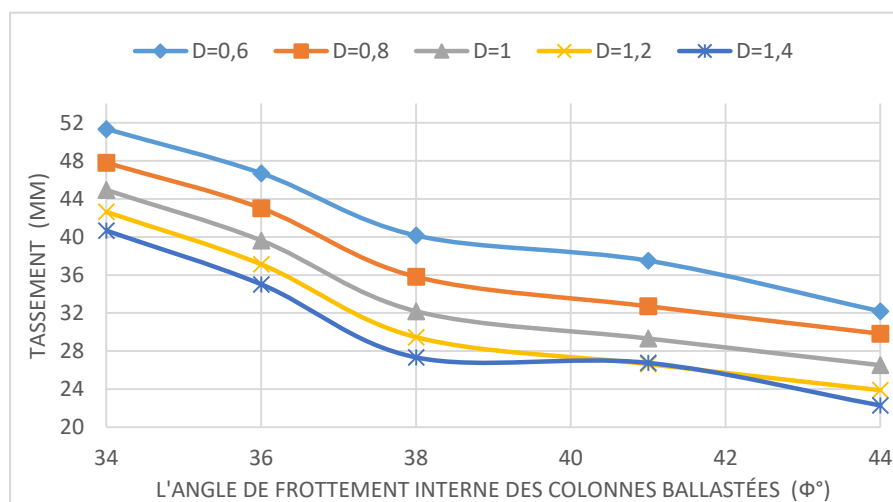


Figure 6.3: la variation du tassement en fonction d'angle de frottement interne des colonnes ballastées (Φ°)

2.1.2.1 Discussion et interprétation des résultats

D'après la courbe de la figure 6.3 on remarque que la relation entre les tassements et les angles de frottement interne des colonnes ballastées est une relation inverse on a vu la diminution des tassements depuis 51 mm jusqu'au 22 mm avec l'augmentation de l'angle de frottement interne depuis $\Phi=34^\circ$ jusqu'à $\Phi=44^\circ$ pour différents diamètres des colonnes ballastées.

Alors l'amélioration des caractéristiques mécaniques des colonnes ballastées c'est l'amélioration du paramètre de résistance ; en temps que les colonnes ballastées se sont des sols granulaires ou pulvérulents ils ramènent leur rigidité d'après l'angle de frottement interne c'est-à-dire si on augmente son angle de frottement interne on a augmenté la résistance du sol et sa capacité portante.

2.2 Paramètre géométrique

2.2.1 Effet de diamètre des colonnes ballastées

Pour étudier l'influence de diamètre des colonnes ballastées sur les tassements du remblai, On va utiliser les mêmes coupes du modèle précédent, avec les mêmes données, en changeant à chaque fois la valeur de **D** comme suit :

- ✚ D=0,6 m
- ✚ D=0,8 m
- ✚ D=1 m
- ✚ D=1,2 m
- ✚ D=1,4 m

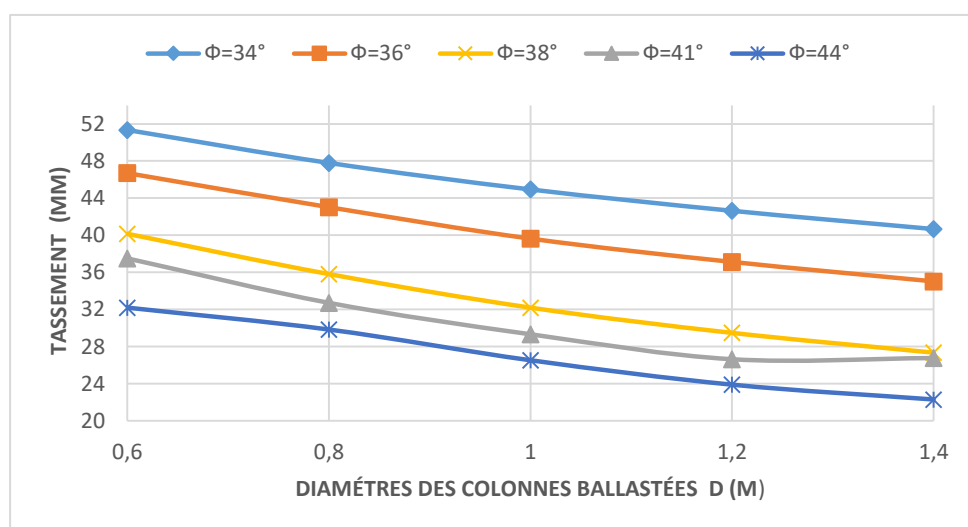


Figure 6.4 : la variation du tassement en fonction de diamètre des colonnes ballastées D

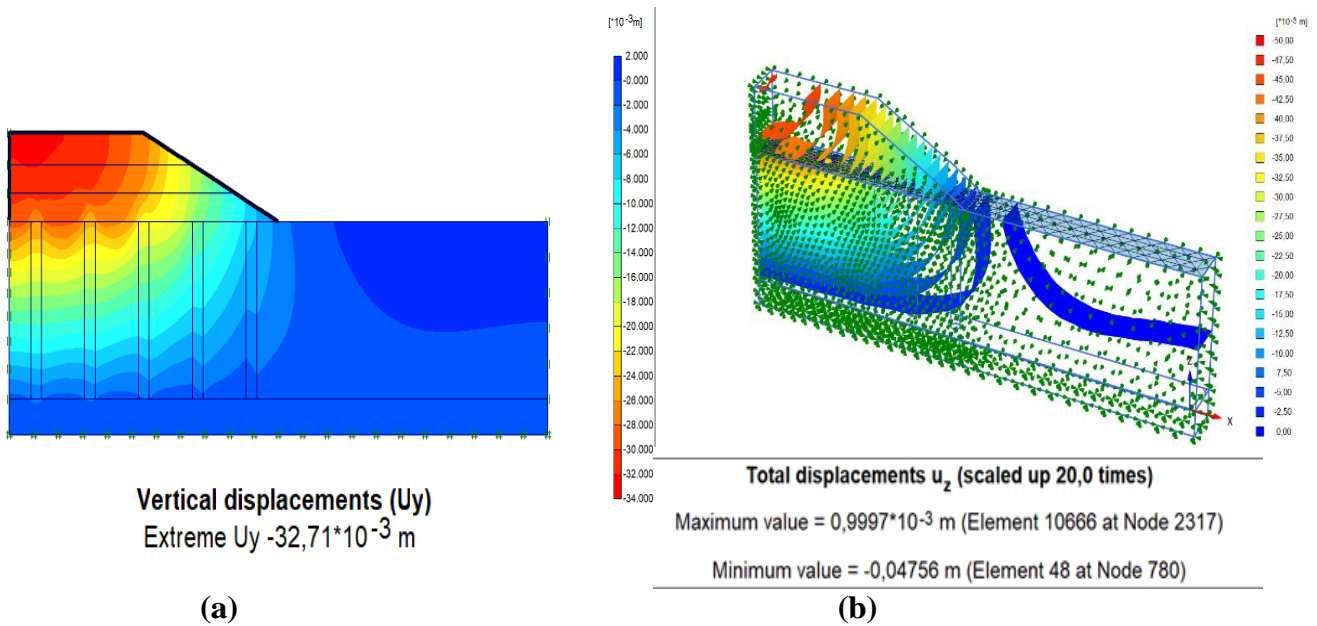


Figure 6.5 : déplacement vertical (a) 2D (b) 3D

2.2.1.1 Discussion et interprétation des résultats

D'après la courbe de la figure 6.4 on remarque la diminution du tassement de 52 mm jusqu'au 21 mm avec l'augmentation du diamètre des colonnes ballastées depuis $D=0,6$ m jusqu'à $D=1,4$ m pour différents angles de frottement interne des colonnes ballastées.

Le diamètre est un paramètre géométrique qui joue un rôle important dans le moment d'inertie. vu que le moment d'inertie d'un cercle représenté par la relation suivante :

$I = \frac{\pi D^4}{64}$ donc la relation entre le diamètre et le moment d'inertie est une relation proportionnelle lorsqu'on augmente le diamètre on a augmenté le moment d'inertie qui exprime la rigidité et on a augmenté aussi la surface de contact entre les colonnes ballastées c.à.d. le diamètre influe positivement à la rigidité des colonnes ballastées et à la portance du sol du remblai.

2.3 Effet de présence de la nappe de géo-synthétique

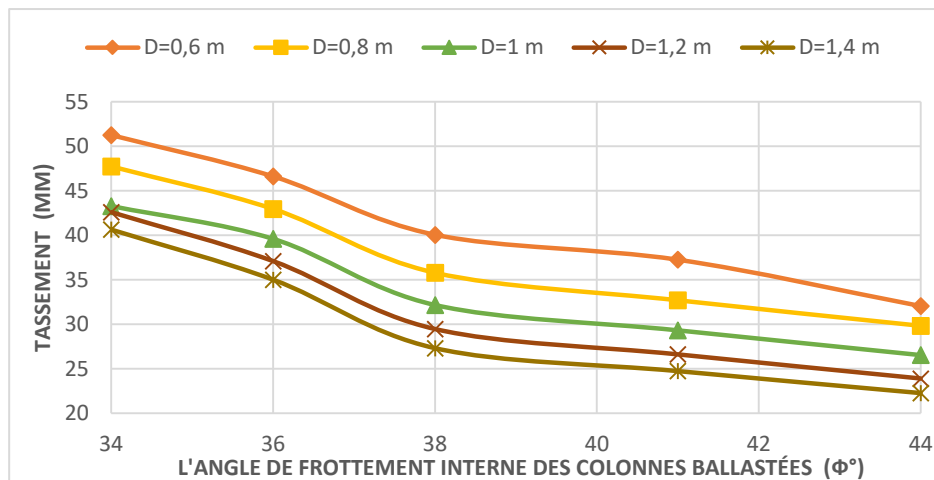
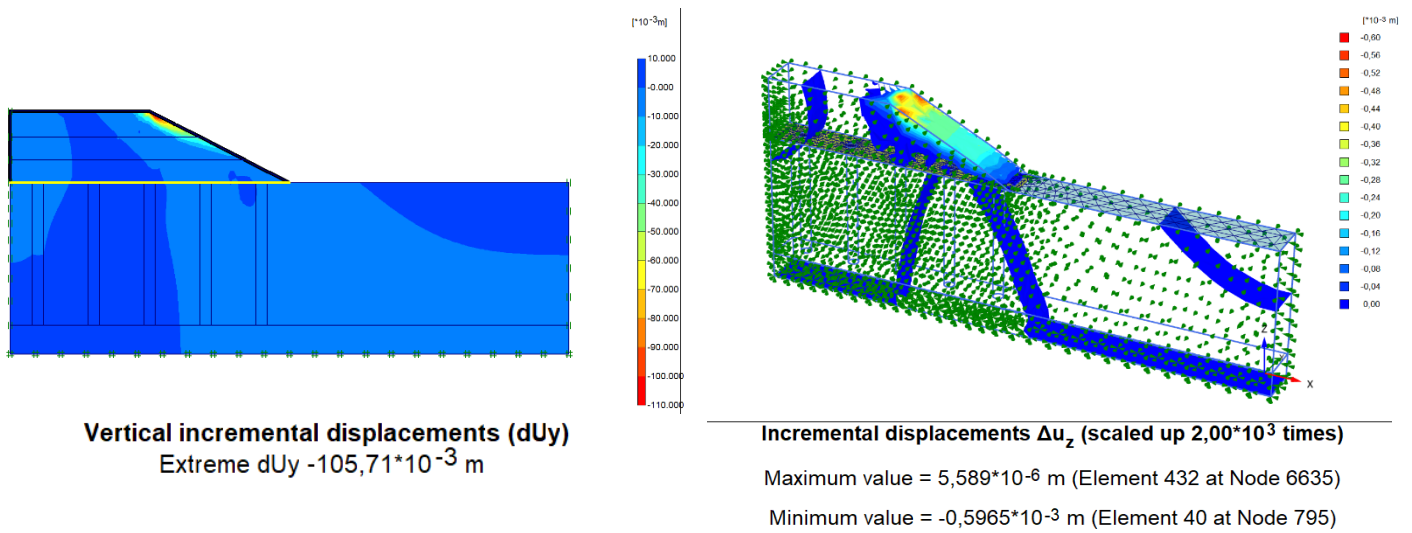


Figure 6.6 : la variation du tassement en fonction d'angle de frottement interne des colonnes ballastées en présence de la nappe de géo-synthétique

2.3.1 Discussion et interprétation des résultats

D'après la courbe de la figure 6.5 on remarque que la relation entre le tassement et l'angle de frottement interne des colonnes ballastées en présence d'une nappe de géo-synthétique est une relation proportionnelle c.à.d. la présence de la nappe sert à la diminution des tassements de remblai.

La présence d'une nappe de géo-synthétique joue un rôle de distribution des charges du remblai sur les colonnes ballastées, c'est-à-dire chaque colonne doit supporter presque la même charge que l'autre colonne. Dans ce cas le cercle de glissement lorsqu'elle descend, elle trouve une couche de renforcement c.à.d. la rupture restait superficiel comme indiqué sur les figures suivantes.



(a)

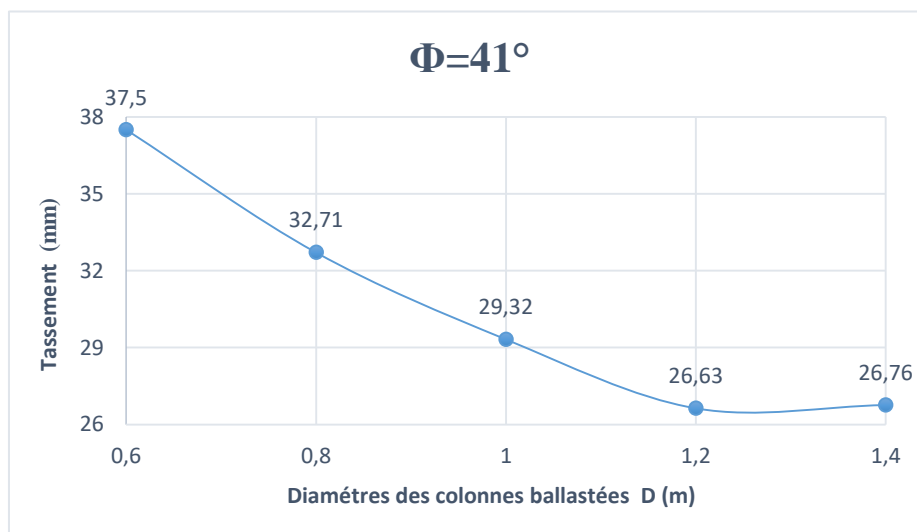
(b)

Figure 6.7 : mécanisme de rupture en présence de la nappe de géo-synthétique
 (a)2D (b) 3D

2.4 Effet d’espacement entre les axes des colonnes ballastées

L’espacement entre les axes des colonnes ballastées est un paramètre de configuration géométrique, pour étudier seulement l’influence de ce paramètre on est besoin d’extraire l’angle de frottement interne critique et le diamètre critique des colonnes ballastées.






D’après les résultats de la courbes suivante on a conclu que le diamètre critique des colonnes ballastées est $D=1,2$ m et l’angle de frottement interne critique des colonnes ballastées est



$\Phi=41^\circ$.

Figure 6.8 : variation du tassement en fonction de diamètre des colonnes ballastées pour $\Phi=41^\circ$

Alors on va fixer ces deux paramètres en changeant à chaque fois les valeurs d'espacement comme suit pour voir seulement l'influence d'espacement entre les axes des colonnes ballastées sur le tassement du remblai.

-  e=2 m
-  e=3 m
-  e=4 m
-  e=5 m
-  e=6 m

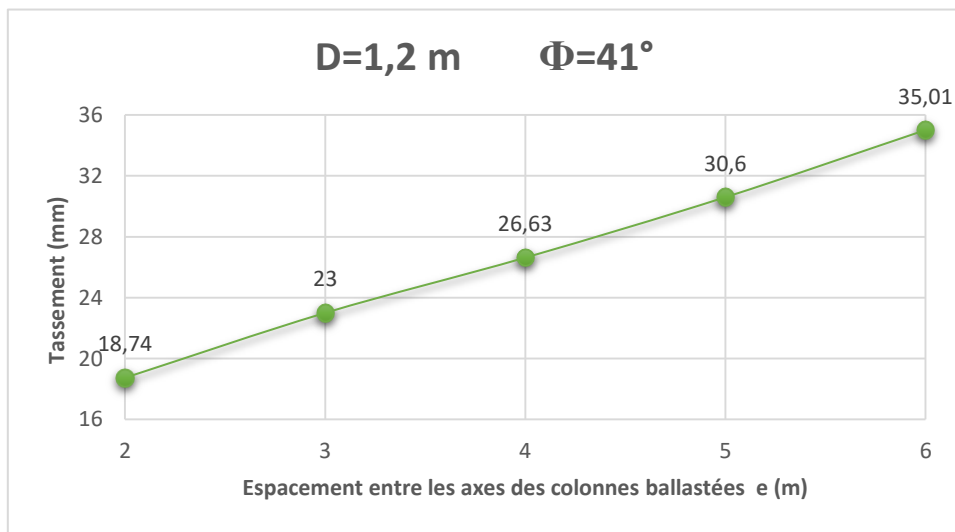
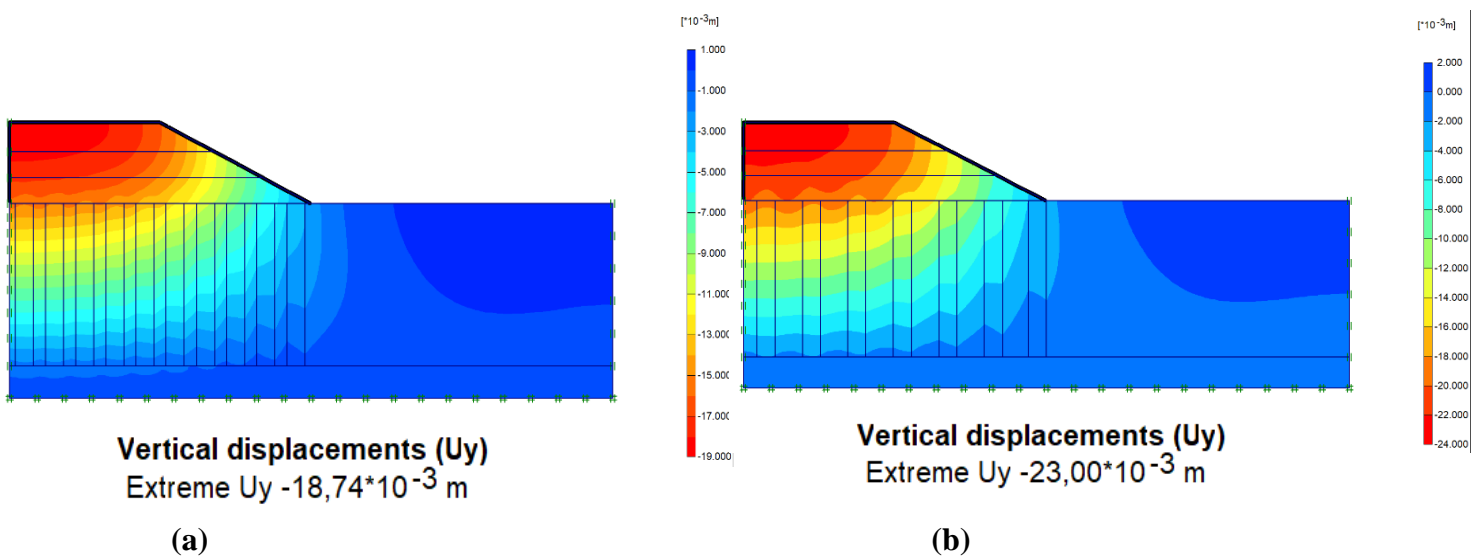


Figure 6.9 : la variation du tassement en fonction d'espacement entre les axes des colonnes ballastées



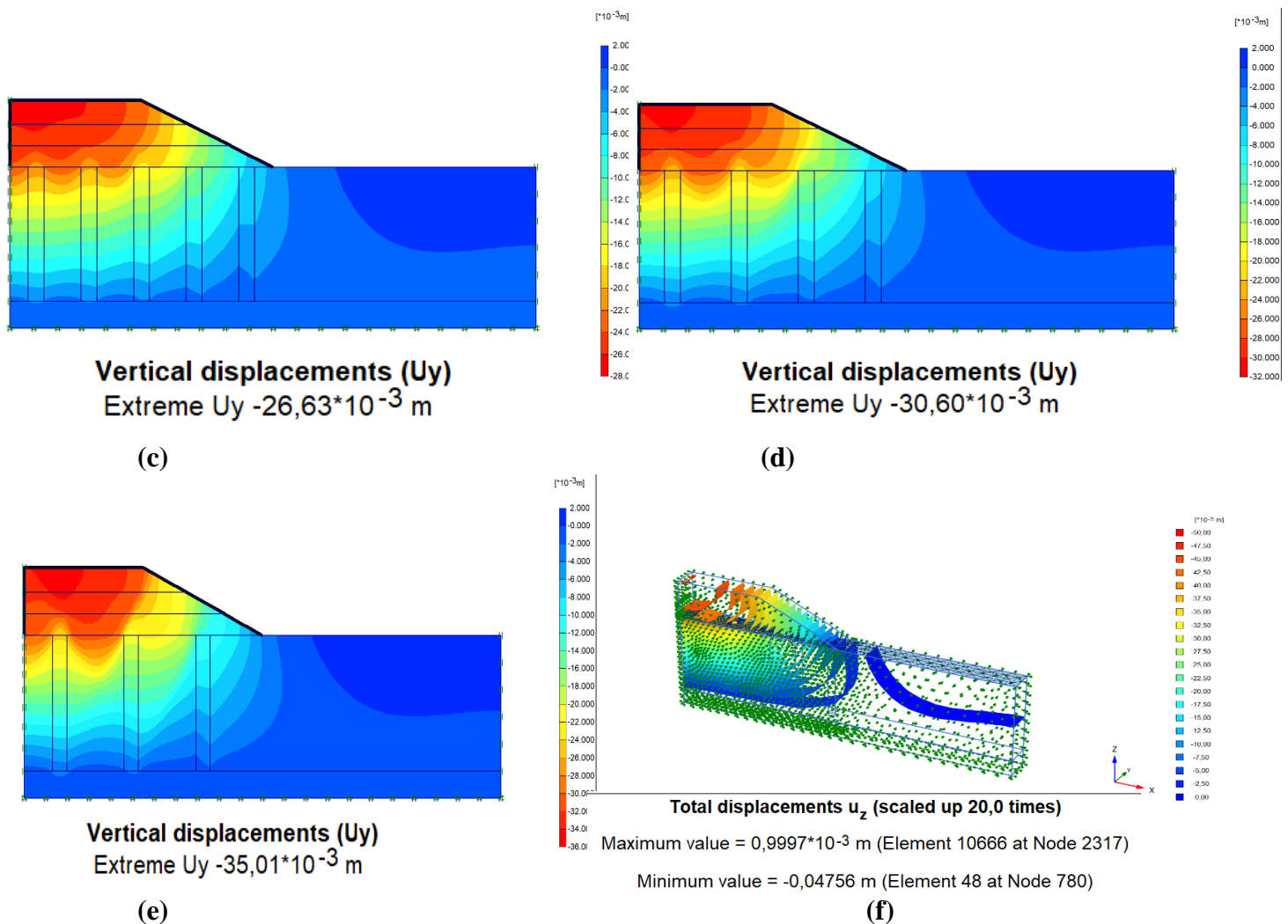


Figure 6.10 : déplacement vertical pour différent espacement entre les axes des colonnes ballastées (a) $e=2\text{m}$ (b) $e=3\text{m}$ (c) $e=4\text{m}$ (d) $e=5\text{m}$ (e) $e=6\text{m}$ (f) 3D $e=4\text{m}$

2.4.1 Discussion et interprétation des résultats :

D'après la courbe de la figure 6.9 on remarque l'augmentation du tassement de 18,74 mm jusqu'au 35,01 mm avec l'augmentation d'espacement entre les axes des colonnes ballastées depuis $e=2\text{ m}$ jusqu'à $e=6\text{ m}$ c.à.d. l'espacement influe négativement sur le tassement du remblai.

La contribution de chaque colonnes change lorsqu'on augmente l'espacement entre les axes des colonnes ballastées on a diminué le nombre des colonnes ballastées alors le tassement augmente donc la rigidité des colonnes ballastées doit être diminuée, et si on diminue l'espacement entre les axes des colonnes ballastées, le nombre des colonnes ballastées augmente, alors que le tassement diminue donc il est clair que la rigidité augmente ainsi que la portance du sol.

Tableau 6.1 : comparaison entre les valeurs du tassement obtenues par PLAXIS 2D et celle de 3D

Tassement (mm)		
Angle	2D	3D
$\Phi=34^\circ$	47,79	64,23
$\Phi=36^\circ$	43,02	62,09
$\Phi=38^\circ$	35,81	61,87
$\Phi=41^\circ$	32,71	47,54
$\Phi=44^\circ$	29,83	45,02

Remarque :

Le renforcement par les colonnes ballastées dans le « plane strain » 2D sous forme des murs nous a donné des résultats inexprimables à la réalité alors que dans le 3D nous réalisons des vrai colonnes ballastées, donc l'avantage de cette étude et de travailler avec le code PLAXIS 3D parce qu'il est plus réaliste que 2D et nous donne des résultats réelles.

3 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté une étude paramétrique pour déterminer le rôle et l'influence des différents paramètres géométriques (le diamètre, espacement) et mécaniques (angle de frottement interne) sur le tassement du remblai sur sol mou sans oublier la présence d'une nappe de géo-synthétique à la surface du remblai

L'analyse a indiqué que le changement des valeurs de ces paramètres influent a la stabilité du remblai comme suit :

- L'augmentation des angles de frottement interne des colonnes ballastées mené à la diminution du tassement et l'augmentation de la résistance de sol et sa capacité portante.
- L'augmentation de diamètre des colonnes ballastées sert à l'augmentation du moment d'inertie des colonnes ballastées c.à.d. l'augmentation de la rigidité des colonnes ballastées et sa résistance.
- La présence de la nappe de géo-synthétique joue un rôle très important dans la distribution des charges du remblai sur les colonnes ballastées avec la diminution du tassement.
- L'augmentation d'espacement entre les axes des colonnes ballastées influe négativement au tassement du remblai.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET RECOMMANDATIONS

CONCLUSION GÉNÉRALE ET RECOMMANDATIONS

1 Conclusion générale :

L'étude de ce mémoire a porté sur la simulation paramétrique du renforcement d'un de remblais avec colonnes ballastées afin de voir et d'étudier la stabilité du remblai en fonction des tassements et des différents paramètres géométriques (les diamètres des colonnes ballastées D et l'espace entre les axes des colonnes ballastées e), et les paramètres mécaniques (angle de frottement interne Φ),

Reposant sur un sol mou qui a pour objectif de la détermination des paramètres influant sur la stabilité du remblai et l'évolution du tassement en 2 D et 3D. L'étude s'est achevée par la détermination de la valeur de tassement du remblai en tenant compte des paramètres réels.

L'approche mise en œuvre est l'étude par éléments finis en 2 D et 3D basés sur des analyses numériques sur différents modèles. Une partie des paramètres des matériaux utilisés dans l'analyse du remblai ont été tirés de la littérature. Cependant, les paramètres du sol de fondation (argile gonflante).

Dans un premier temps, la stabilité du remblai a été étudiée selon des angles de frottement interne des colonnes ballastées de $\Phi=34^\circ$ $\Phi=36^\circ$ $\Phi=38^\circ$ $\Phi=41^\circ$ $\Phi=44^\circ$ afin de prouver le facteur de sécurité et de le visualiser d'après la variation des angles de frottement interne des colonnes ballastées. Premièrement en fonction de facteur de sécurité de remblai et deuxièmement en fonctions du tassement du remblai. Après l'analyse des résultats, une différence de la tendance de stabilité a été constatée aussi bien au niveau du corps du remblai qu'au niveau de l'argile mou constituant le sol support. Une étude comparative a été effectuée dans ce sens.

Par ailleurs, il a été réalisé une autre étude où le diamètre des colonnes ballastées a été introduit selon le cas successivement à $D=0,6m$ $D=0,8m$ $D=1m$ $D=1,2m$ $D=1,4m$. Une étude comparative a été effectuée dans ce volet.

Alors que la réalisation la troisième étude ou l'espace entre les axes des colonnes ballastées a été introduit comme suit : $e=2m$ $e=3m$ $e=4m$ $e=5m$ $e=6m$

En ce qui concerne la première partie, de nombreuses constatations ont été observées et les conclusions suivantes ont été émises

- Le gonflement initial augmente lors de la mise en place de la première couche du remblai sur le sol mou et atteint son maximum à l'axe du remblai.

- Concernant l'aspect de la diminution du gonflement suivant les parties constituant le remblai et à travers les phases de constructions, il est constaté qu'il y a une différence entre la diminution du gonflement entre l'axe du remblai et ses crêtes ce qui c.-à-d. la diminution du gonflement est plus importante au niveau des crêtes qu'au niveau de l'axe.
- le gonflement à l'axe et sous le corps du remblai constitue un point noir favorisant la rupture du remblai surtout avec l'augmentation de sa hauteur créant ainsi des poids des terres importants influençant les crêtes du remblai en particulier.
- L'apparition du tassement dépend de l'angle de frottement interne des colonnes ballastées. L'augmentation d'angle de frottement interne des colonnes ballastées sert à la diminution du tassement.
- L'augmentation du diamètre nous a donné une diminution du tassement avec l'augmentation de la capacité portante du sol.
- La contribution de chaque colonne augmente lorsqu'on diminue l'espacement entre les colonnes ballastées c.à.d. l'espacement influe négativement au tassement
- Les lignes de rupture varient en fonction de la hauteur de remblai, elles s'approchent du centre du remblai avec l'augmentation de la hauteur.
- L'abaissement de la nappe phréatique stabilise le remblai.

L'étude par élément fini du comportement des édifices de la géotechnique présente de grands avantages telle que la réduction des coûts par rapport aux essais à grandeur réelle et à la non-nécessité de condition de similitude par rapport aux essais sur modèles réduits au laboratoire. Mais le plus grand avantage de l'approche numérique se situe dans la capacité d'effectuer des études paramétriques, en modifiant par simple manipulation du logiciel les paramètres du modèle tels que les caractéristiques du remblai, la loi de comportement du sol, la valeur et les types de sollicitation.

Cette méthode de travail qui consiste à démontrer que l'utilisation d'un modèle en éléments finis pour la prédiction du comportement d'une problématique nous donne des résultats fiables.

L'utilisation du logiciel PLAXIS 2D v 8.2 et 3D v20 à un avantage économique et plus rapide que des essais expérimentaux sur modèles réduits ou des essais en grandeur réelle.

2 Recommandations

A partir de ces constatations, nous recommandons ce qui suit :

- ✓ Les résultats obtenus lors de notre travail serviront éventuellement de base pour plus tard et ils seront appuyés par d'autres études de stabilité après avoir identifié les paramètres mécanique et géométrique, puis ils y'aura possibilités de comparer entre les résultats des différents logiciels de calcul.
- ✓ Les études paramétriques de renforcement des remblai par colonnes ballastées reposant sur des sol mou peuvent être menées avec d'autres conditions de stabilité en introduisant des autre techniques d'amélioration ou de renforcement soit au niveau du sol support s'agissant des inclusions rigides soit au niveau du remblai avec l'insertion des plusieurs nappes de géotextile.

**RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. A.Hachichi, S.A.Bourokba, A.Benaissa, J.M Fleureau, M. Hattab, S. Taibi (2009) "Étude des phénomènes retrait- gonflement et stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran" - 19^{ème} congrès français de mécanique Marseille, 24-28 août 2009.
2. A.W.Bishop (1955) "the use of the slip circle in the stability analysis of slopes" - géotechnique.
3. A.W. Skempton, L. Bjerrum (1957) "a contribution to the settlement analysis of foundations on clay"- géotechnique.
4. C. Athanasiu (1980) "nonlinear slope stability analysis" r. proc 3rd isl, New Delhi. Nonlinear slope stability analysis" r. proc 3rd isl, New Delhi.
5. C.TTP, (2001) "catalogue de dimensionnement des chaussées neuves - fascicule 1 notice d'utilisation"-organisme national de contrôle technique des travaux publics (2001).
6. Ejjaouani Houssine (2008) "interactions des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales" - thèse présentée pour l'obtention du diplôme de docteur de l'école nationale des ponts et chaussées, spécialité : géotechnique.
7. F.Bourges, C Mieussens (1979) "déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles. méthodes de prévision" bulletin de liaison des I.p.c., paris.
8. F. Schlosser, (1973) "bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées"-spécial t-mai 1973.
9. G.Pilot, M. Moreau (1973) "la stabilité des remblais sur sols mous, abaques de calcul" - eyrolles éditeur, paris.
10. J.P. Magnan (1984) "remblais et fondations sur sols compressibles" - presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
11. Mazouz Badis (2010) "modélisation par élément finis d'une semelle filante flexible soumise à l'action des sols argileux gonflant" - thèse présentée pour l'obtention du diplôme de master en génie-civil.
12. Mostafa Deep Hashem, Ahmed Moussa Abu-Baker (2013) "numerical modeling of flexible pavement constructed on expansive soils" « civil engineering department faculty of engineering, al-minia university, Egypt.
13. S. Leroueil, J.P.Magnan, F. Tavenas (1985) "remblais sur argiles molles" - technique et documentation-lavoisier, paris.

14. Victor Gillholm (2014) "evaluation of plastic mats as access roads to wind farms a study of how plastic mats deform and distribute stress on different soils" - Master of Science thesis in the master's program industrial ecology.
15. W.F. Chen, (1985) "soil plasticity: theory and implementation" - elsevier.
16. BERRABAH Fouad (2015) évaluation numérique de l'effet de renforcement par nappes de géo-synthétiques sur la stabilité et le tassement de remblai sur sol compressible, mémoire de Doctorat Université Mohamed Khider Biskra -Biskra –
17. SETRA, LCPC, (Novembre 2000), Étude et réalisation des remblais sur sols compressibles.
18. Yasmina Akou, Étude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles. Mécanique [physics.med-ph]. Thèse présentée pour obtenir le grade de Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1995Français.
19. AZZAZ Ibtissam, CHOUIKHA Safia (2017) étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géo synthétique, thème de master 2, Université Ziane Achour –Djelfa-
20. BOUGUESSA Med Islam /Kamel Farouk (2018) étude numérique d'un remblai sur sol compressible, mémoire de master 2, Université Larbi Tébessi -Tébessa –
21. JOUINI Mahmoud /SIAD Naceur (2016) simulation paramétrique du comportement d'un remblai de sol pulvérulent reposant sur une couche d'argile gonflante par le logiciel PLAXIS cas de l'évitement de la ville de Tébessa, mémoire de master 2, Université Larbi Tébessi – Tébessa
22. Natacha SERTIER (2005/2006) amélioration des sols, licence IUP université de la réunion Bourdeau France.
23. Sébastien CORNEILLE(2007) étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides, Institut nationale polytechnique de lorraine, École nationale Supérieure de Géologie de Nancy Laboratoire Environnement Géo mécanique et Ouvrages École Doctorale RP2E
24. Abir OTMANI, Sabrina ATTAR (2018) renforcement des remblais d'accès mémoire de master 2, Université Larbi Tébessi –Tébessa –
25. MIRECH Amina (2013) utilisation des géo-synthétiques en géotechnique routière mémoire de master 2, Université de – Guelma-
26. TOUALBIA .B SAHI .Y (2020) étude comparative des renforcements des remblais sur sols compressibles : -inclusion rigides - geogrilles cas de l'évitement de la ville de Tébessa

27. ABRAMENTO M., CASTRO G.R., CAMPOS S.J.A.M., short and long-term analysis of a reinforced embankment over soft soil. 7th international conférence on géotextiles, Nice 2002, France, vol. 1, pp. 139-142., 2002.
28. ZIGHMI, Imane. Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Tizi Ouzou.