



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
Republique Algérienne Democratique Et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي - تبسة

Université Chahid Chikh 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 : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : Beghil Mokhtar

Merazguia Nour Eddine

Sujet

# ETUDE DE LA STABILITE D'UN REMBLAIRE POSANT SUR UN SOL COMPRESSIBLE

Présenté et soutenu publiquement, le 25 /06 /2024 , devant le jury composé de :

M/BOUFARH RAFIK

Maitre de conférence A

Président

M/BOUCHOUCHA ABDELLAH

Maitre assistant A

Rapporteur

M/FERNE ALI

Maitre assistant A

Examineur

Promotion : 2023/2024



# *Remerciement*

Nous sommes reconnaissant à notre superviseur *Bouchoucha Abdallah* de nous avoir donné l'opportunité de mener nos recherches, et pour toutes les ressources et le soutien qu'ils a fourni.

Nous tenons également à remercier nos ami(e)s et Nos familles pour leur amour et leur soutien tout au long de ce processus, ce voyage n'aurait pas être possible.

Enfin, nous tenons à remercier tous les participants à notre étude pour leur temps et leur volonté de partager leurs expériences. Ce travail n'aurait pas été possible sans leur contribution.

## ***Liste des symboles***

$\varphi$  : Angle de frottement.

**E** : Module du Young

**c** : Cohésion

$\gamma_{\text{unsat}}$  : Poids volumique non saturé

$\gamma_{\text{sat}}$  : Poids volumique saturé

**K<sub>x</sub>** : Perméabilité horizontale

**K<sub>y</sub>** : Perméabilité verticale

**Ψ** : Angle de dilatance

**σ** : La contrainte effective

**σ** : La contrainte totale

**R<sub>int</sub>** : Facteur de réduction de résistance

**U** : Pression interstitielle

**U<sub>x</sub>** : Déplacements horizontaux

**U<sub>y</sub>** : Déplacements verticaux

**G** : Module de cisaillement

**EA** : Rigidité normale

## ***Liste des Tableaux***

<b>Tableau</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau 1.1</b> : Propriétés caractéristiques des Sols compressibles	<b>11</b>
<b>Tableau 1.2</b> : Les étapes de reconnaissances géotechniques et les moyens associés	<b>12</b>
<b>Tableau 2.1</b> : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur	<b>22</b>
<b>Tableau 3.1</b> : Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais	<b>37</b>
<b>Tableau 3.2</b> : Principales fonctions des géotextiles	<b>40</b>
<b>Tableau 3.3</b> : Classes de géotextiles (CFG)	<b>41</b>
<b>Tableau 3.4</b> : Comparaison des différents produits géo synthétiques	<b>41</b>
<b>Tableau 3.5</b> : Caractéristiques de quelques géo synthétiques	<b>44</b>
<b>Tableau 3.6</b> : Champ d'application des colonnes ballastées (Dhouib et Blondeau 2005)	<b>49</b>
<b>Tableau 4. 1</b> :Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Zhang et al	<b>69</b>
<b>Tableau 4.2</b> : Comparaison des facteurs de sécurité obtenus	<b>79</b>
<b>Tableau 4.3</b> : Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai	<b>81</b>
<b>Tableau 4.4</b> : Facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast	<b>82</b>
<b>Tableau 4.5</b> : Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du ballast	<b>83</b>
<b>Tableau 4.6</b> : Facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible	<b>84</b>
<b>Tableau 4.7</b> :Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible	<b>85</b>
<b>Tableau 4.8</b> :Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compressible	<b>86</b>

## **Liste des figures**

<b>Figure</b>	<b>Page</b>
Figure 1.1 : La tourbe blonde	6
Figure 1.2 : La tourbe brune	6
Figure 1.3 : La tourbe noire	7
Figure 1.4 : Courbe de compressibilité oedométrique (essais de chargement par paliers)	9
Figure 1.5 : Courbe de fluage oedométrique.	10
Figure 2.1 : Les roches argileuses	18
Figure 2.2 : Les roches siliceuses	18
Figure 2.3 : Les roches salines	19
Figure 2.4 : Les terres de remblai	19
Figure 2.5 : Les matériaux de démolition	20
Figure 2.6 : Remblai de grande hauteur	21
Figure 2.7 : La construction par couches du remblai	22
Figure 2.8 : Rupture par poinçonnement du sol de fondation	24
Figure 2.9 : Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.	25
Figure 2.10 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture	27
Figure 2.11 : Surface de rupture potentielle.	28
Figure 2.12 : Méthode conventionnelle de calcul	28
Figure 3.1 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limite Et domaine de validité	36
Figure 3.2 : Exemples de géo cellules.	39
Figure 3.3 : Structure géo composite.	39
Figure 3.4 : Différents types de géo grilles.	42
Figure 3.5 : Pose des géo grille de séparation.	43
Figure 3.6 : Pose de géotextiles de renforcement.	43
Figure 3.7 : Utilisation dans la protection.	44
Figure 3.8 : Utilisation contre l'érosion.	44
Figure 3.9 : Champ d'application des colonnes ballastées (Six 2006)	48
Figure 3.10 : Sections transversales des vibreurs de Keller	50
Figure 3.11 : Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie humide (Raju <i>et al.</i> 2004)	51
Figure 3.12 : Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie sèche (Raju <i>et al.</i> 2004)	52

<b>Figure 3.13 : Disposition et domaine d'influence de la colonne ballastée (Balaam et Booker 1981)</b>	<b>54</b>
<b>Figure 3.14 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements</b>	<b>55</b>
<b>Figure 3.15 : Types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène d'après Datye (1982)</b>	<b>56</b>
<b>Figure 3.16 : Déformation d'une colonne de sable isolé (modèle réduit) sous charge axial en tête (Hughes et Withers 1974)</b>	<b>57</b>
<b>Figure 3.17 : Rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolé sous charge axial en tête d'après Brauns (1978)</b>	<b>58</b>
<b>Figure 3.18 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolé sous charge axial en tête (Brauns 1980)</b>	<b>59</b>
<b>Figure 3.19 : Photographies montrent la déformation d'un groupe de colonnes d'après Muir</b>	<b>60</b>
<b>Figure 3.20 : Schéma du cône produit sous la fondation d'après Muir Wood <i>et al.</i> (2000)</b>	<b>61</b>
<b>Figure 3.21 : Déformation des groupes de colonnes</b>	<b>62</b>
<b>Figure 3.22 : Schéma illustré les déplacements <i>uf, ucetus</i> (McCabe et Killeen 2016)</b>	<b>63</b>
<b>Figure 4.1 : Coupe du modèle de calcul RSC</b>	<b>68</b>
<b>Figure 4.2 : Maillage du modèle</b>	<b>69</b>
<b>Figure 4.3: le niveau de la nappe phréatique (NNP)</b>	<b>70</b>
<b>Figure 4.4: Listes des phases.</b>	<b>70</b>
<b>Figure 4.5 : Le déplacement total.</b>	<b>71</b>
<b>Figure 4.6 : déplacement Horizontal.</b>	<b>71</b>
<b>Figure 4.7 : Le déplacement total.</b>	<b>72</b>
<b>Figure 4.8 : déplacement Horizontal</b>	<b>72</b>
<b>Figure 4.9 : La ligne de contour pour déplacement total</b>	<b>72</b>
<b>Figure 4.3 : La ligne de contour pour déplacement total</b>	<b>72</b>
<b>Figure 4.4 : La ligne de contour pour déplacement vertical</b>	<b>73</b>
<b>Figure 4.5 : du modèle de calcul, 2ème cas (Remblais avec Colonne de Ballast).</b>	<b>73</b>
<b>Figure 4.6 : Maillages de déformation par éléments finis du projet.</b>	<b>74</b>
<b>Figure 4.7 : le déplacement total</b>	<b>75</b>
<b>Figure 4.8 : Incréments de déplacement total (ombre).</b>	<b>75</b>
<b>Figure 4.9 : Le déplacement le contour horizontal.</b>	<b>75</b>
<b>Figure 4.10 : la ligne de contour pour déplacement Horizontal</b>	<b>76</b>
<b>Figure 4.11 : la ligne de contour pour déplacement vertical</b>	<b>76</b>
<b>Figure 4.12 : Maillage du modèle RSCCBG</b>	<b>77</b>
<b>Figure 4.13 : le maillage de deformation</b>	<b>77</b>
<b>Figure 4.14 : ligne de contour pour déplacement Horizontal</b>	<b>77</b>
<b>Figure 4.15 : ligne de contour pour déplacement Horizontal.</b>	<b>78</b>

<b>Figure 4.16 : ligne de contour pour déplacement vertical.</b>	<b>78</b>
<b>Figure 4.17 : le déplacement total</b>	<b>78</b>
<b>Figure 4.18 : Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus.</b>	<b>79</b>
<b>Figure 4.19 : Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes hauteurs du remblai</b>	<b>81</b>
<b>Figure 4.20 : Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents modules d'Young du ballast.</b>	<b>82</b>
<b>Figure 4.21: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents angles de frottement du ballast.</b>	<b>83</b>
<b>Figure 4.22: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible.</b>	<b>84</b>
<b>Figure 4.23 Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compressible.</b>	<b>85</b>
<b>Figure 4.30: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes raideurs de la nappe géo synthétique.</b>	<b>86</b>



## Résumé

Lors de l'étude de la stabilité des remblais sur sol compressible, nous avons rencontré plusieurs problèmes (stabilité, compression, déformation). Pour atténuer ces aspects, nous avons renforcé le sol avec des colonnes de pierre entourées de tissus synthétiques.

L'étude numérique de la stabilité des remblais repose sur plusieurs méthodes, analytiques (méthodes d'éléments finis et d'équilibres limites) et numérique (utilisation des logiciels STRATICAD V3 , GEO5 , PLAXIS). Dans ce mémoire, nous sommes concentrés sur une étude numérique de la stabilité des remblais placés sur un sol compressible renforcé avec des colonnes de pierre entourées de tissus synthétiques.

L'étude numérique, réalisée à l'aide de PLAXIS 2D, qui est connu pour s'appuyer sur la méthode des éléments finis (MEF) précise, a également utilisé la loi de comportement de Mohr-Coulomb. Cette étude a impliqué de varier l'espacement entre les colonnes de pierre pour déterminer son impact sur le facteur de sécurité et les mouvements horizontaux de ces colonnes.

**Mots clés : sol compressible, remblai, renforcement avec tissus synthétiques, stabilité, facteur de sécurité.**

# ملخص

أثناء دراسة استقرار الردوم على الاتربة الانضغاطية (القابلة للضغط) واجهنا عدة مشاكل (الاستقرار، الانضغاط، التشوه) وللد من هذه المظاهر قمنا بتعزيز هذه الأخيرة بأعمدة حجرية محاطة بأنسجة اصطناعية.

الدراسة الرقمية لاستقرار الردوم تعتمد على عدة طرق من بينها (طريق حدود التوازن) و طرق رقمية باستعمال .PLAXIS 2D

في هذه المذكرة تطرقنا لدراسة رقمية لاستقرار الردوم و الموضوعة فوق اتربة قابلة للضغط مدعمة بأعمدة حجرية محاطة بأنسجة اصطناعية.

الدراسة الرقمية بواسطة PLAXIS 2D والذي كما هو معروف يعتمد على طريقة العناصر الدقيقة ( MEF) كما اعتمدنا على السلوك المطاطي المثالي لـ (موهر -كولومب).

أجريت هذه الدراسة من خلال المبادعة بين الأعمدة الحجرية لمعرفة مدى تأثير المبادعة بينها على عامل الامان والحركات الأفقية لهذه الأعمدة.

## • الكلمات المفتاحية:

الاتربة الانضغاطية، الردوم، التعزيز بالأنسجة الاصطناعية، الاستقرار، عامل الامان.

## **Abstract :**

During the study of embankment stability on compressible soil, we encountered several issues (stability, compression, deformation). To mitigate these aspects, we reinforced the soil with stone columns surrounded by synthetic fabrics.

The digital study of embankment stability relies on several methods, including the limit equilibrium method and digital methods using PLAXIS 2D. In this memorandum, we focused on a digital study of embankment stability placed on compressible soil reinforced with stone columns surrounded by synthetic fabrics.

The digital study, conducted using PLAXIS 2D, which is known to rely on the accurate Finite Element Method (FEM), also utilized the ideal elastic behavior of Mohr-Coulomb. This study involved varying the spacing between the stone columns to determine its impact on the safety factor and horizontal movements of these columns.

**Key terms: compressible soil, stone columns, reinforcement with synthetic fabrics, stability, safety factor.**

## TABLE DES MATIÈRES

Remerciement	
Liste des symboles	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Résumé	
Table des matières	
Introduction générale	1
<b>Chapitre I : Les sols compressibles</b>	
1 Introduction	4
2 Définition	4
3 Caractères principaux des sols compressibles	5
3.1 Nature des sols compressibles	5
3.2 Les tourbes	5
3.3 Les argiles	7
4 comportements typiques des sols compressibles	9
4.1 Propriétés caractéristiques des sols compressibles	9
5 Reconnaissance des sols compressibles	12
5.1 La reconnaissance géotechnique préliminaire	13
5.2 La reconnaissance géotechnique détaillée	14
6 Conclusion	15
<b>CHAPITRE II : Le remblai</b>	
1 Introduction	17
2 Définition d'un remblai	17
3 Le remblaiement	17
4 Les types de remblai et leur comportement	18
5 Les remblais de grande hauteur	20
6 Méthodes de dimensionnement des remblais	21
6.1 Pente de remblai	21
6.2 L'épaisseur des couches de remblai	22
6.3 Hauteur totale du remblai à construire	23
7 Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles	23
7.1 Problèmes de stabilité	24

<b>7.2 Problèmes de tassement</b>	<b>24</b>
<b>7.3 Problèmes d'écoulement des eaux</b>	<b>25</b>
<b>7.4 Problèmes liés aux interactions remblai-ouvrage</b>	<b>25</b>
<b>7.5 Problèmes de conservation de la flore et de la faune</b>	<b>26</b>
<b>8 Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais</b>	<b>26</b>
<b>8.1 Notion de facteur de sécurité</b>	<b>26</b>
<b>8.2 Études de la stabilité des pentes</b>	<b>27</b>
<b>8.2.1 Méthodes Analytiques</b>	<b>27</b>
<b>8.2.2 Méthodes Numériques</b>	<b>28</b>
<b>8.2.3 Méthode de l'analyse limite</b>	<b>29</b>
<b>8.2.4 Méthode Numérique</b>	<b>30</b>
<b>9 Choix de La méthode</b>	<b>31</b>
<b>10 Conclusion</b>	<b>32</b>
<b>Chapitre III : Le renforcement des sols</b>	
<b>1 Historique</b>	<b>34</b>
<b>2 Définition et principe de renforcement</b>	<b>34</b>
<b>3 Utilisation des géogrilles dans le renforcement des sols</b>	<b>37</b>
<b>3. Introduction</b>	<b>37</b>
<b>3.2 Les géosynthétiques</b>	<b>38</b>
<b>3.3 Classes des géotextiles</b>	<b>41</b>
<b>3.4 Les types de géogrilles</b>	<b>42</b>
<b>3.5 Les fonctions des géogrilles</b>	<b>42</b>
<b>3.5.1 Séparation</b>	<b>42</b>
<b>3.5.2 Renforcement</b>	<b>43</b>
<b>3.5.3 la protection</b>	<b>43</b>
<b>3.5.4 Anti-érosion</b>	<b>44</b>
<b>3.5.5 Propriété de géosynthétique</b>	<b>44</b>
<b>3.6 Classification des géotextiles</b>	<b>45</b>
<b>3.6.1 Géogrilles PP,PEHD</b>	<b>45</b>
<b>3.6.2 Géogrilles PET</b>	<b>45</b>
<b>3.7 Les avantages et les inconvénients</b>	<b>45</b>
<b>4 La technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées</b>	<b>46</b>
<b>4.1 Introduction</b>	<b>46</b>
<b>4.2 Domaine et limite d'application</b>	<b>47</b>
<b>4.2.1 Type d'ouvrage</b>	<b>47</b>
<b>4.2.2 Type de sol</b>	<b>48</b>
<b>4.3 Techniques de mise en œuvre</b>	<b>49</b>

<b>4.3.1 Colonne exécutée par voie humide (vibro-replacement)</b>	<b>50</b>
<b>4.3.2 Colonne exécutée par voie sèche (vibro-displacement)</b>	<b>51</b>
<b>4.4 Dispositions constructives</b>	<b>52</b>
<b>4.4.1 Matériau d'apport</b>	<b>52</b>
<b>4.4.2 Matelas</b>	<b>52</b>
<b>4.4.3 Diamètre de la colonne</b>	<b>53</b>
<b>4.4.4 Disposition des colonnes ballastées</b>	<b>53</b>
<b>4.5 Paramètres caractéristiques</b>	<b>54</b>
<b>4.5.1 Taux d'incorporation</b>	<b>54</b>
<b>4.5.2 Rapport de concentration des contraintes</b>	<b>54</b>
<b>4.5.3 Facteur de réduction des tassements</b>	<b>55</b>
<b>4.6 Mécanisme de rupture</b>	<b>55</b>
<b>4.6.1 Colonne isolée</b>	<b>55</b>
<b>4.6.2 Rupture par expansion latérale</b>	<b>56</b>
<b>4.6.3 Rupture par cisaillement généralisé</b>	<b>57</b>
<b>4.6.4 Rupture par poinçonnement</b>	<b>58</b>
<b>4.6.5 Groupe de colonnes</b>	<b>59</b>
<b>4.7 Capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée</b>	<b>64</b>
<b>4.7.1 Rupture par expansion latérale</b>	<b>64</b>
<b>4.8 Conclusions</b>	<b>64</b>
<b>Chapitre IV : Modélisation numérique</b>	
<b>1 Introduction</b>	<b>68</b>
<b>2 Modélisation numérique</b>	<b>69</b>
<b>2.1 Liste des phases</b>	<b>70</b>
<b>2.2 Résultats de calcul</b>	<b>71</b>
<b>2.3 Liste des phases</b>	<b>74</b>
<b>2.4 Liste des phases</b>	<b>76</b>
<b>2.5 Résultats et discussions</b>	<b>79</b>
<b>3 Étude paramétrique</b>	<b>80</b>
<b>3.1 Influence de la hauteur du remblai</b>	<b>80</b>
<b>3.2 Influence du module d'Young du ballast</b>	<b>82</b>
<b>3.3 Influence de l'angle de frottement du ballast</b>	<b>83</b>
<b>3.4 Influence de la cohésion non drainée du sol compressible</b>	<b>83</b>
<b>3.5 Influence de la profondeur du sol compressible</b>	<b>85</b>
<b>3.6 Influence de la raideur de la nappe géo synthétique</b>	<b>86</b>
<b>4 Conclusion</b>	<b>87</b>
<b>Conclusion générale</b>	<b>88</b>



## Introduction générale

Le sol a toujours été un matériau de construction en raison de sa disponibilité et de son coût qui en sont les principaux atouts, mais ses propriétés mécaniques ne sont pas toujours satisfaisantes et entraînent de nombreux problèmes lors de la construction des grandes masses. Particulièrement un remblai sur sol compressible qui soulève plusieurs problèmes concernant la nature géotechnique du sol compressible.

Afin d'optimiser la résistance au remblai sur sol comprimé il y a plusieurs techniques de renforcement de sol qui sont disponibles, telles que le renforcement avec colonnes ballastées (avec et sans géosynthétiques) ; inclusions rigides une action physique (vibration) est utilisée pour renforcer le sol.

Ou par incorporation dans le sol on :

- ✓ Améliorer la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement.
- ✓ Il est important de réduire les tassements, qu'ils soient absolus ou relatifs.
- ✓ Réduire ou supprimer le danger de liquéfaction en cas des vibrations importantes ou un tremblement de terre.

Dans l'ensemble, la méthode de renforcement par colonnes ballastées est utilisée pour régler les problèmes de stabilité des ouvrages en sols compressibles. Il s'agit d'un moyen de substituer une partie du sol à un matériau granulaire avec un grand angle de frottement interne et la cohésion est négligeable.

Plusieurs techniques sont utilisées pour évaluer la stabilité des talus en remblais. Les méthodes analytiques (méthodes d'équilibres limites) et numérique application PLAXIS.

La modélisation numérique, permettent d'étudier l'action de nombreux phénomènes sur la stabilité des pentes est définie par cette modélisation. Sécurité en diminuant simplement la résistance à ce qui provoque la rupture (méthode de réduction)...

L'objectif principal de ce contexte est de l'étude numérique de la stabilité. d'un remblai établi sur sol compressible renforcés par colonnes ballastées entourées par géosynthétique.

Cette étude a été examinée par des calculs élasto-plastique bidimensionnels en utilisant le code PLAXIS. Les résultats de cette étude permettent de mettre en évidence l'influence des différents paramètres sur le système Facteurs de sécurité et déplacements horizontaux des colonnes, remblai ou sol compressible. Finalement nous avons comparé l'étude numérique utilisant PLAXIS 2D V 8.2.

Ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres :

**Le Premier chapitre** : Il présente les différents types de sol et les caractéristiques de résistance mécaniques ainsi les tassements et les déformations sous l'effet des sollicitations apportées par les aménagements (fondations des ouvrages d'art ,remblai...etc).

L' étude approfondie et l'analyse est nécessaire afin de les identifier, et enfin de savoir la méthode convenable pour le traité.

**Le Deuxième chapitre** : nous présentons le phénomène de remblaiement et les types des remblais et leur comportement n'oublions pas les Méthodes de dimensionnement des remblais et les problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

**Le troisième chapitre**: ce chapitre présente les renforcement des sols est recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sols.

**Le dernier chapitre**:Il s'intéresse à la numérisation de model et le calcul el le devisébidimensionnel cette étude porte sur la stabilité d'un remblai sur un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées entourées par géosynthétiques en appliquant : la méthode numérique bidimensionnelle PLAXIS (2D) .

# **C**hapitre 1

*Les sols*

*compressibles*

## 1. Introduction

Le terme compressible qualifie d'une manière générale tous matériaux dont le volume peut être réduit sous l'action d'une force extérieure. Un sol sera dit compressible s'il est susceptible d'affaissement ou de tassement. Le tassement d'un sol compressible n'est pas un processus instantané mais progressif au fil du temps. La variabilité spatiale des sols est l'une des principales sources d'endommagement des ouvrages (1). Elle résulte des processus de dépôt naturels des sols (Bolle, 1994) ou anthropiques (Breysse, 2001).

Avant d'entreprendre la réalisation d'un projet de construction, il est indispensable de procéder à une reconnaissance du sol, afin de connaître le mode de fondation approprié qui assurera la stabilité de l'ouvrage, tout en étant le plus économique possible. Quand il s'agit des sols compressibles de surface, l'étude géotechnique permettra de connaître leur nature ; les caractéristiques mécaniques physiques et hydrauliques, en d'autres termes, leur constitution leur consistance, leur résistance et leur déformabilité. Pour mieux cerner les caractéristiques des sols des zones étudiées, il est souhaitable de confronter résultats des essais géotechniques avec celles des données géologiques.

Les sols compressibles dont les caractéristiques de résistance mécaniques sont faibles, induisent des tassements et des déformations sous l'effet des sollicitations apportées par les aménagements (fondations des ouvrages d'art, remblais).

Une étude approfondie D'analyser est nécessaire afin de les identifier, et enfin de savoir la méthode convenable quant à leur traitement.

Le présent travail constitue une contribution à une étude des caractéristiques mécaniques et géotechniques de sol.

## 2. Les sols compressibles

### 2.1. Définition

Les sols compressibles sont des matériaux récents (âgés de 10000 à 15000 ans au plus), classés sommairement en deux grandes catégories : les tourbes (sols très organiques) et les argiles molles (peu ou pas organiques) et d'autres : vases, limons argileux ou lâches.

Tous ces matériaux se sont déposés dans l'eau d'une manière qui varie donc beaucoup selon les conditions hydrauliques rencontrées : estuaire, lac, lagune, côte marine, lac, etc., en sorte que l'étendue et la nature des sols mous sont directement liées aux évolutions hydrauliques.

### Les sols compressibles

Les sols compressibles ce sont des sols qui subissent des tassements relativement importants et qui posent des problèmes de stabilité. Dont la résistance au cisaillement est assez faible.

## **2.2. Caractères principaux des sols compressibles**

### **2.2.1. Nature des sols compressibles**

Les sols compressibles sont des sols qui subissent des variations importantes de volume lorsque leur teneur en eau varie. Quand on humidifie un tel sol à partir d'un état initial sec et dense, son volume augmente et l'on parle de gonflement. Quand on assèche le même sol à partir d'un état initial plus lâche et saturé, son volume diminue et l'on parle de retrait. Ces deux phénomènes de gonflement et de retrait sont liés à la nature minéralogique de ces sols qui sont en l'occurrence des sols argileux.

Notons que les tourbes se classent dans la catégorie des sols compressibles à cause de leurs tassements indéfinis. (3)

### **2.2.2. Les tourbes**

La tourbe se définit comme le produit de la fossilisation de débris végétaux par des microorganismes (bactéries, champignons, arthropodes, microfaune) dans des milieux humides et pauvres en oxygène que l'on appelle tourbière sur un intervalle de temps variant de 1000 à 7000 ans. Si, à cause de son enfouissement, la tourbe est soumise à des conditions particulières de pression et de température, elle se transforme, au bout d'une période de l'ordre du million d'années, en charbon. La tourbe peut ainsi être considérée comme une étape intermédiaire à la formation de charbon. Habituellement, on classe la tourbe en trois grandes catégories selon le type de végétaux supérieurs dont elle est issue :

#### **a. La tourbe blonde**

Elle provient de la transformation des sphaignes. Elle est riche en fibre de cellulose et en carbone. Sa texture est dite fibrique. Ses autres traits essentiels sont sa faible densité, sa forte teneur en eau et sa pauvre teneur en cendre minérale car souvent jeune (3000-4000 ans).



**Figure1.1:la tourbe blonde**

**b. La tourbe brune**

Elle provient de la transformation de débris végétaux ligneux (arbres divers) et d'éricacées. Elle est composée de fibres mélangées à des éléments plus fins, provenant d'une dégradation plus poussée des végétaux, lui donnant une texture mézique. Elle est plus âgée (5000 ans) que la précédente.



**Figure1.2:La tourbe brune**

### c. La tourbe noire

Elle provient de la transformation des cypéracées. Elle est riche en particules minérales et organiques fines. Il y a moins de carbone et plus de cendres. La texture est le plus souvent saprique, c'est-à-dire que la tourbe est plastique et moins fibreuse. Visuellement, la tourbe noire se

Distingue facilement de la tourbe blonde par sa couleur foncée. Une tourbe blonde très ancienne tend à se rapprocher, par certains caractères de la tourbe noire (10000-12000 ans).



**Figure1.3:La tourbe noire**

En pédologie, on distingue deux types de tourbe :

- **La tourbe calcique** qui se forme dans les bas-fonds constamment saturés d'eau sur un substrat calcaire ; l'alimentation en eau provenant d'une nappe d'eau alimentée en permanence.
- **La tourbe acide** (oligotrophe) qui se forme dans les cuvettes où s'accumulent les eaux pauvres en calcium (d'origine atmosphérique).

La composition physique et chimique de la tourbe dépend de nombreux facteurs comme la nature de la végétation, le climat régional, l'acidité de l'eau et le degré de diagenèse. La tourbe est constituée majoritairement d'eau et de cendre (entre 80 et 90 %). Les 10 à 20 % restant correspondent à la matière organique décomposée. La teneur en carbone peut atteindre 50% en poids, ce qui fait de la tourbe séchée un bon combustible.

### 2.2.3. Les argiles

Il existe plusieurs définitions des argiles. Le terme « argile » n'aura pas le même sens en mécanique des roches, en physique du sol, ou en poterie ; il désigne, selon les cas, un ensemble d'espèces minérales, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique Ou une famille de roches, Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point

commun est de posséder des minéraux argileux, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces matériaux - comparativement à d'autres types de sols ou de roches - des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

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 les a fait se ranger dans la famille des phyllo silicates. Selon la famille de minéral argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelques feuillets, et leur taille est très faible, de l'ordre de  $2\mu\text{m}$  ; ces dimensions sont caractéristiques des particules argileuses et ne se retrouvent pas dans d'autres minéraux.

En fait, le terme « argile » a un double sens : il désigne à la fois les minéraux argileux eux-mêmes, et les sols et roches contenant une assez grande quantité de particules argileuses. En Mécanique des Sols, on définit la fraction argileuse d'un sol comme étant la teneur en particules de moins de  $2\mu\text{m}$  de diamètre. Le matériau est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50% de minéraux argileux et une faible quantité de matières organiques. C'est une roche sédimentaire terreuse faisant pâte avec l'eau. On l'a dit plastique. La plasticité d'un matériau est caractérisée par le fait qu'il peut être déformé d'une façon permanente, à volume constant, sans perdre sa cohésion interne.

On distingue suivant leur origine :

#### **a. Les argiles marines**

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

#### **b. Les argiles d'altération**

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

#### **c. Les argiles lacustres**

Déposées dans les lacs et étangs.

#### **d. Les argiles fluviales**

Elles se déposent surtout dans le lit majeur des fleuves, lors des décrues.

### 2.3. Comportements typiques des sols compressibles

La reconnaissance spécifique des zones de sols compressibles est justifiée par les particularités de ces sols et par les calculs nécessaires au dimensionnement des ouvrages, à la justification de leur stabilité et au calcul de leurs déformations au cours du temps.

#### 2.3.1. Propriétés caractéristiques des sols compressibles

Les sols compressibles (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'oedomètre (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 (Figure 1.4) :

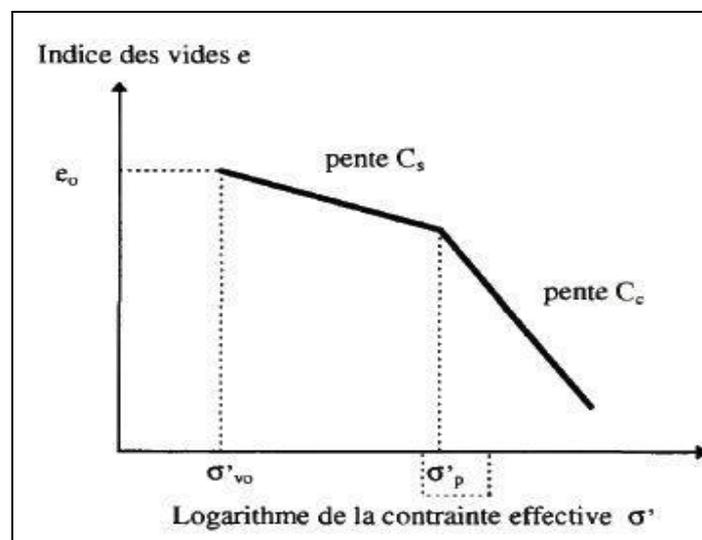


Figure 1.4: Courbe de compressibilité oedométrique (essais de chargement par paliers) (2)

$$e = e_0 C_s \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} - C_c \lg \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \quad (1)$$

Ou :

$$e = e_0 C_{slg} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \quad (2)$$

Suivant que la contrainte effective finale  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma$  est supérieure ou inférieure à la pression de pré consolidation  $\sigma'_p$ .

La perméabilité est le plus souvent déterminée à l'oedomètre. Elle varie avec la déformation selon une loi de la forme :

$$\Delta e = C_k \Delta \lg k \quad (3)$$

La perméabilité et la compressibilité contrôlent conjointement l'évolution du tassement au cours du temps (consolidation), par l'intermédiaire du coefficient de consolidation  $C_v$ , lui-même variable au cours de la consolidation ;

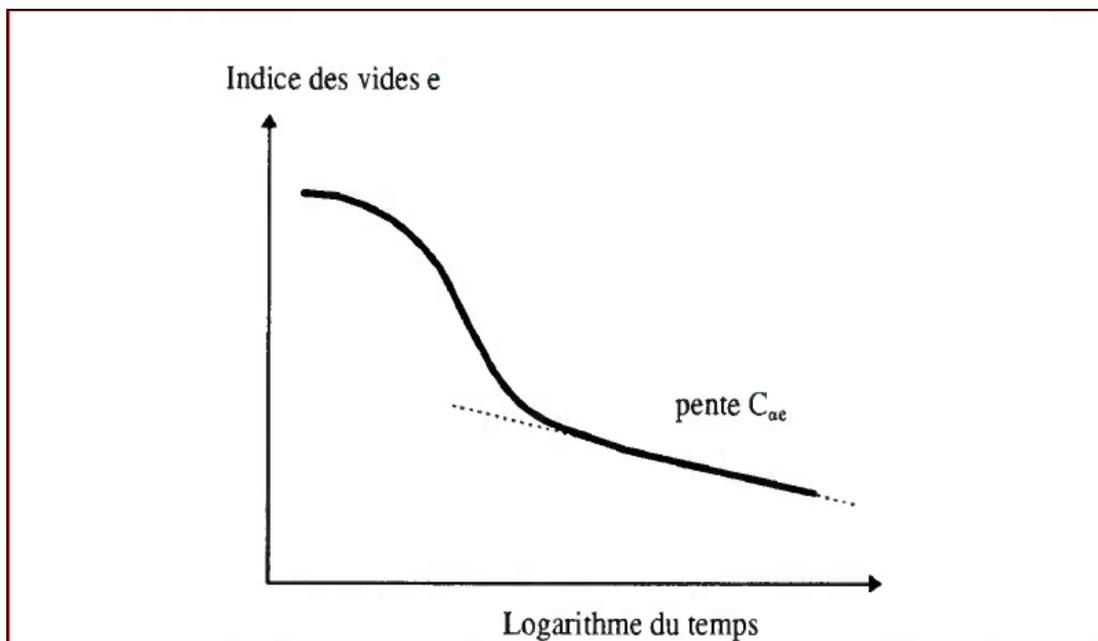


Figure 1.5: Courbe de fluage oedométrique.

La résistance est mesurée au scissomètre de chantier, qui fournit la résistance initiale du sol en conditions non drainées (chargement rapide). Cette résistance augmente avec les contraintes effectives. Sa loi de variation est déterminée à l'appareil triaxial dans des essais de type «consolidé - non drainé»  $c_u: \Delta c_u = \lambda c_u \Delta \sigma'$

Le tableau 1.1 donne des ordres de grandeur de ces propriétés, il n'existe pas de limites précises de la catégorie des sols compressibles. Les techniques décrites dans ce guide s'appliquent en général quand les tassements estimés dépassent quelques dizaines de centimètres, pour des sols de cohésion non drainée inférieure à 50 KPa, environ.

Les sols organiques et tourbeux posent des problèmes spécifiques de prélèvement et d'amplitudes de déformations qui nécessitent une attention particulière.

**Tableau1.1:Propriétés caractéristiques des Sols compressibles**

PROPRIÉTÉS	TOURBES	SOLS ORGANIQUES	VASES	ARGILES MOLLES
TENEUR EN EAU W (%)	200-1000	100-200	60 - 150	30-100
INDCE DES VIDES e	3 à 10	2 à 3	1.5 à 3	1,2 à 2
POROSITÉ n	0,75 à 0,9	0,7 à 0,8	0.6 à 0.75	0,55 à 0,7
COMPRESSIBILITÉ $C_c / (1 + e_0)$	0,4 à 0,8	0,2 à 0,35	0.25 à 0.4	0,15 à 0,3
INDICE DE FLUAGE $C_{ae}$	0,02 $C_c$	0.03 à 0.05 $C_c$		
COEFFICIENT DE PERMÉABILITÉ k (m/s)	$10^{-4}$ à $10^{-9}$	$10^{-6}$ à $10^{-9}$	$10^{-7}$ à $10^{-9}$	$10^{-9}$ à $10^{-11}$
COEFFICIENT DE CONSOLIDATION $C_v$ ( $m^2/s$ )	$10^{-6}$ à $10^{-7}$	$10^{-6}$ à $10^{-8}$	$10^{-7}$ à $10^{-8}$	$10^{-7}$ à $10^{-9}$
COHÉSION NON DRAINÉE $C_u$ (kPa)	10-50	10-50	10-50	10-50
TAUX DE VARIATION DE $C_u$ : $\lambda_{cu} = \Delta C_u / \Delta \sigma'$	0,5	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3	0,2 à 0,3
MASSE VOLUMIQUE SÈCHE $\rho_d$ ( $t/m^3$ )	0,1 à 0,5	0,5 à 1	0,7 à 1,5	1 à 1,6
MASSE VOLUMIQUE DES PARTICULES $\rho_s$ ( $t/m^3$ )	1,4 à 2	2 à 2,6	2,4 à 2,7	2,6 à 2,7

L'exécution de sondages pressiométriques ou de sondages pénétrométriques permet d'obtenir rapidement un ordre de grandeur des amplitudes de tassements. Dans les sites où il est difficile, voire impossible, de prélever des échantillons intacts représentatifs pour les essais de laboratoire (dépôts alternés de sables et de sols argileux couches profondes de sols compressibles), ces sondages peuvent même être un moyen de reconnaissance indispensable. Dans les essais de pénétration statique, les sols

compressibles ont des résistances de cône qc inférieures à 2 MPa. Dans les essais pressiométriques, les pressions limites de ces sols sont inférieures à 0,5 MPa.

Les méthodes de calcul des tassements utilisées sont dans les deux cas les mêmes que pour les fondations superficielles (cf. fascicule 62 - Titre v).

## 2.4 Reconnaissance des sols compressibles

Le constat visuel d'un sol compressible ne suffit pas pour proposer une méthode de construction sur cette dernière. Pour cela il faut effectuer une reconnaissance plus approfondie de la zone à étudier. La reconnaissance des sites et des sols vise à fournir des informations détaillées sur la constitution du sous-sol (géométrie et nature des couches de sol), ainsi qu'une première évaluation des propriétés des matériaux. Pour les études de tracés de remblais, cette reconnaissance fournit les éléments de décision quant au choix du meilleur fuseau, puis du tracé proprement dit, puis permet de préparer le projet d'exécution.

Le principe généralement admis est qu'il faut réaliser la reconnaissance du site et des sols de manière progressive, en densifiant les sondages au fur et à mesure de l'avancement du projet. Toutes les natures de sondages et essais coexistent dès le démarrage de l'étude : prélèvements pour identification des sols et essais en laboratoire, essais mécaniques en place, application éventuelle des méthodes géophysiques. Seule la densité des essais et sondages augmente avec le détail des informations recherchées.

Cette reconnaissance approfondie demande beaucoup de moyens tant humain, matériel que financier. Pour ce faire, on peut procéder comme indiqué dans le tableau 1.2 suivant.

**Tableau 1.2: Les étapes de reconnaissances géotechniques et les moyens associés (16)**

N°	Opérations
<b>01</b>	<b>Reconnaissance géotechnique préliminaire :</b>
	Détermination approximative de la nature et des propriétés géotechniques des sols pour pouvoir donner un avis sur les problèmes de stabilité et de tassements.
	Moyens disponibles :
	- Sondages mécaniques avec prélèvement d'échantillons remaniés ou intacts ;
	- Essais de pénétrations statiques ou dynamiques ;
	- Etudes hydrologiques préliminaires ;
	- Quelques essais de laboratoires et essais scissométriques en place ;
	- Prospection géophysique.

<b>02</b>	<b>Reconnaissance géotechnique détaillée</b>
	<p>La nature des couches et leurs caractéristiques d'identification et mécanique ;</p> <p>Les conditions hydrogéologiques générales (niveau de la nappe et ses fluctuations, écoulements éventuels) ;</p> <p>Le caractère drainant ou non du substratum incompressible.</p> <p>Moyens disponibles</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Prélèvements d'échantillons intacts pour l'étude en laboratoire ;</li> <li>- Essais de pénétrations complémentaires ;</li> <li>- Installations de piézomètres ;</li> <li>- Essais en place au scissomètre ;</li> <li>- Essais d'identification, de cisaillement et de compressibilité en laboratoire ;</li> <li>- Chantiers d'essais.</li> </ul>

### 2.4.1. La reconnaissance géotechnique préliminaire

Cette étape nous donne une idée approximative de la nature, des propriétés géotechniques et de la géométrie des différentes couches et nous permet d'évaluer la consistance relative des sols compressibles. Elle nous permet également de statuer d'une part sur la stabilité des ouvrages, les amplitudes et les vitesses des tassements et d'autre part sur l'utilisation éventuelle de techniques particulières de construction. C'est-à-dire que les conclusions de l'étude géotechnique sommaire doivent permettre de choisir parmi les trois options suivantes :

Les solutions techniques sont simples et ne nécessitent pas une étude détaillée (le remblai peut être construit sans précautions particulières)

- Les solutions techniques sont plus difficiles à mettre en œuvre et il est nécessaire de réaliser une étude détaillée afin de préciser les problèmes d'exécution et les choix à envisager (option remblai ou ouvrage, conditions d'exécution, amélioration ou renforcement du sol de fondation, etc.) ;
- Le tracé (ou le profil en long) est à modifier pour des raisons techniques ou économiques (solutions trop onéreuses, délais de construction trop importants).
- S'il advenait que l'enquête préliminaire donne suffisamment de renseignements sur la nature des zones compressibles et des problèmes à résoudre, on peut se passer de l'étape de reconnaissance géotechnique préliminaire et passer directement à la reconnaissance

géotechnique détaillée.

### 2.4.2. La reconnaissance géotechnique détaillée

Compte tenu des objectifs fixés, cette reconnaissance doit comporter des prélèvements d'échantillons intacts et remaniés (pour les essais en laboratoire), des essais de pénétration statique avec un pénétromètre à pointe électrique et des forages avec essais scissométriques tous les mètres. La répartition conseillée des essais en laboratoire sur les échantillons intacts prélevés en continu au carottier est la suivante :

- Teneur en eau tous les cinquante centimètres ou tous les mètres ;
- Limites d'atterberg, teneur en matières organiques, granulométrie, test d'humification (pour les sols organiques) dans chaque couche ;
- Un essai de compressibilité à court terme et un essai de fluage par couche ;
- Une série d'essais consolidés non drainés (type cu) au triaxial, par couche.

D'une façon générale, si les couches ont une forte épaisseur, les essais sont réalisés tous les quatre ou cinq mètres.

Les moyens mis en œuvre lors de la reconnaissance géotechnique détaillée sont les mêmes que pour la reconnaissance géotechnique préliminaire, mais avec une densité de sondages plus importante. Les prélèvements d'échantillons intacts sont réalisés sur toute l'épaisseur des sols compressibles, avec au minimum la même densité d'essais en laboratoire. Les essais au scissomètre sont exécutés normalement à raison d'un essai tous les mètres de profondeur (ou tous les 50cm lorsque la stabilité est critique) suivant que la contrainte effective finale  $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma$  est supérieure ou inférieure à la pression de pré consolidation  $\sigma'_p$ .

- La perméabilité est le plus souvent déterminée à l'oedomètre. Elle varie avec la déformation selon une loi de la forme :

$$\Delta e = C_k \Delta \lg k \quad (4)$$

- La perméabilité et la compressibilité contrôlent conjointement l'évolution du tassement au cours du temps (consolidation), par l'intermédiaire du coefficient de consolidation  $C_v$ , lui-même variable au cours de la consolidation ;
- La résistance est mesurée au scissomètre de chantier, qui fournit la résistance initiale du sol en conditions non drainées (chargement rapide). Cette résistance augmente avec les contraintes effectives.

### 3. Conclusion

La reconnaissance géotechnique est utilisée dans les projets de génie civil pendant les phases d'élaboration du projet. Ses objectifs sont : d'une part, de fournir aux maîtres d'œuvre des informations rapides sur les contraintes géotechniques qui peuvent affecter le choix des solutions, et d'autre part, de fournir les bases des calculs nécessaires au dimensionnement des ouvrages.

Il est nécessaire de procéder graduellement à la reconnaissance du site et des terrains, en intensifiant les enquêtes au fur et à mesure de l'avancement du projet.

Il est nécessaire de procéder à la reconnaissance des zones de sols compressibles dès que la reconnaissance générale du site du projet est confirmée, car cela nécessite des essais de durée considérables (en particulier des essais de compressibilité) et les résultats de ces essais ont un impact significatif sur l'économie générale du projet.

# **C**hapitre 2

## *Le remblai*

## 1. Introduction

Le suivi des chantiers de remblais sur sols compressibles s'effectue à deux niveaux : celui de la construction du remblai proprement dit, qui diffère peu du contrôle des terrassements hors zone compressible, et celui du comportement du sol de fondation, qui peut poser des problèmes de stabilité ou de déformations excessives. Une fois la construction achevée, les problèmes de stabilité et de compactage disparaissent, mais les tassements et déplacements horizontaux du sol compressible vont se prolonger pendant des semaines, des années, voire des dizaines d'années et des mesures de déplacements pourront être nécessaires pendant une durée assez longue. Le contrôle des terrassements est défini dans le Guide technique sur la réalisation des remblais et des couches de forme (« GTR », 1992) et n'est pas évoqué ici.

Pour les contrôles à effectuer sur le sol de fondation, pendant et après la construction, ce chapitre donne des indications sur les objectifs à poursuivre, les matériels disponibles et les contraintes que les mesures introduisent dans la conduite du projet.

## 2. Définition d'un remblai

Juridiquement qualifié d'exhaussement du sol », c'est l'action de rehausser la terre. Il consiste en l'apport de toutes matières pour élever un terrain, combler un creux ou combler les vides d'une exploitation minière.

Le terme remblais est employé ici pour des sols qui ont été mis en place afin de créer des terrains gagnés sur le milieu aquatique ou afin de combler des zones terrestres. Ces sols sont constitués de remblais hydrauliques, remblais argileux, remblais divers de démolition. Les zones remblayées sont donc particulièrement difficiles à traiter compte tenu de la nature et de l'hétérogénéité spatiale de ces sols. (4)

## 3. Le remblaiement

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain.

Il est indispensable dans les cas suivants :

- La profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation ;
- Le terrain doit être mis à l'abri des inondations ;
- Le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons.

### Le Remblai

#### 4. Les types de remblai et leur comportement

Il existe plusieurs types de remblai. En effet, le remblai peut être constitué de divers éléments adaptés aux conditions climatiques et mécaniques. Ainsi, nous avons :

- **La craie** : elle se désagrège en sol humide et constitue une pâte qui pourrait occasionner des pressions, empêchant la stabilité de la structure finale. Par ailleurs, en sol très sec, la craie est résistante.
- **Les roches argileuses** : elles ne sont pas recommandées pour les travaux de remblayage. En effet, ces roches peuvent être réduites en poudre laissant des éléments sablonneux qui gonflent le sol, déstabilisant ainsi la future structure.



Figure2.1:Les roches argileuses

- **Les roches siliceuses** : ces roches sont fragmentables mais sont résistantes.



Figure2.2:Les roches siliceuses

- **Les roches salines** : la composition en sel de ses roches leur procure un caractère soluble qui ne permet pas de les utiliser comme matériaux de remblai.



**Figure2.3: Les roches salines**

- **Les terres de remblai** : appelé remblai provenant des fouilles, ce sont des terres capables d'être utilisées comme terre de remblai. Cependant, après excavation il est conseillé d'éviter l'utilisation des terres argileuses, sableuse ou trop humides pour servir de remblai.



**Figure2.4: Les terres de remblai**

- **Les matériaux de démolition** : les débris et matériaux issues d'une démolition peuvent être réutilisés dans le remblai.

Nous pouvons citer entre autre, les briques, les parpaings, les blocs de ciment, les mortiers...Cependant certains éléments doivent être enlevés à savoir, les éléments putrescibles, les ferrailles etc ... (17)



**Figure 2.5: Les matériaux de démolition**

## **5. Les remblais de grande hauteur**

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux).

Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques évoquées précédemment, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art.

Il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il

faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.



**Figure 2.6: Remblai de grande hauteur**

## 6. Méthodes de dimensionnement des remblais

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

### 6.1 Pente de remblai

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente se définit :

- Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale Pente :  $Tg(i) = h / b$
- L'angle  $i$  doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé  $\phi$ .
- D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau ci-après :

Tableau2.1:Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur

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

## 6.2 L'épaisseur des couches de remblai

On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de  $f=1,5$ ) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée  $C_u$  qui résulte de la consolidation est :  $\Delta C_u = \gamma H_1 \cdot T_g \varphi c_u$

On déterminera la hauteur suivante  $H_2$  en utilisant :

$$H_2 = \frac{\pi+2}{\gamma F} (c^{(0)} + \Delta c_u)$$

Où  $c^{(0)}$  est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.

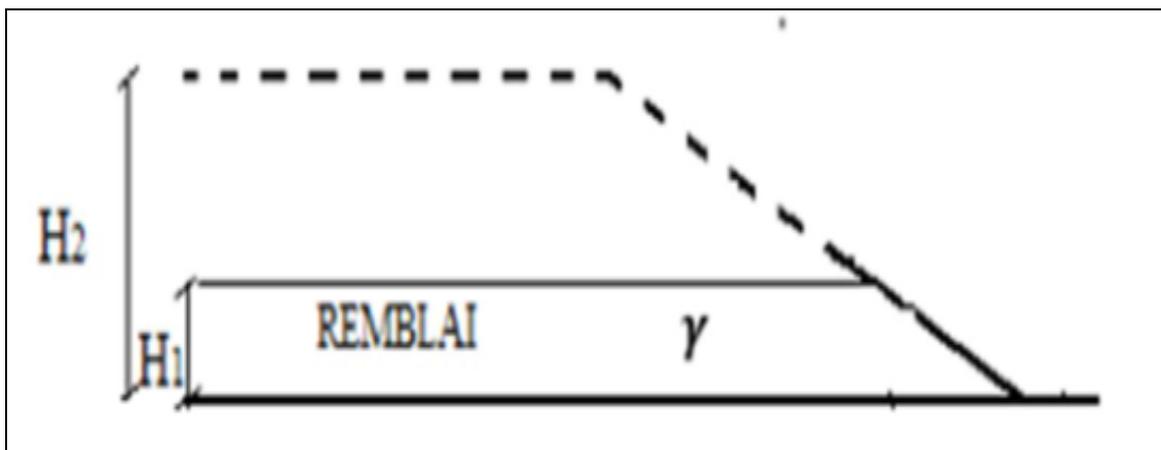


Figure2.7: La construction par couches du remblai(5)

$H_1$  : Epaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

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

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction

par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

### 6.3 Hauteur totale du remblai à construire

Le GTR limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m.
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m.
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :  $R_t = H_r * 100 / (100 - T)$

Où :  $R_t$  : hauteur totale du remblai à construire.

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

$T$  : pourcentage de tassement prévu.

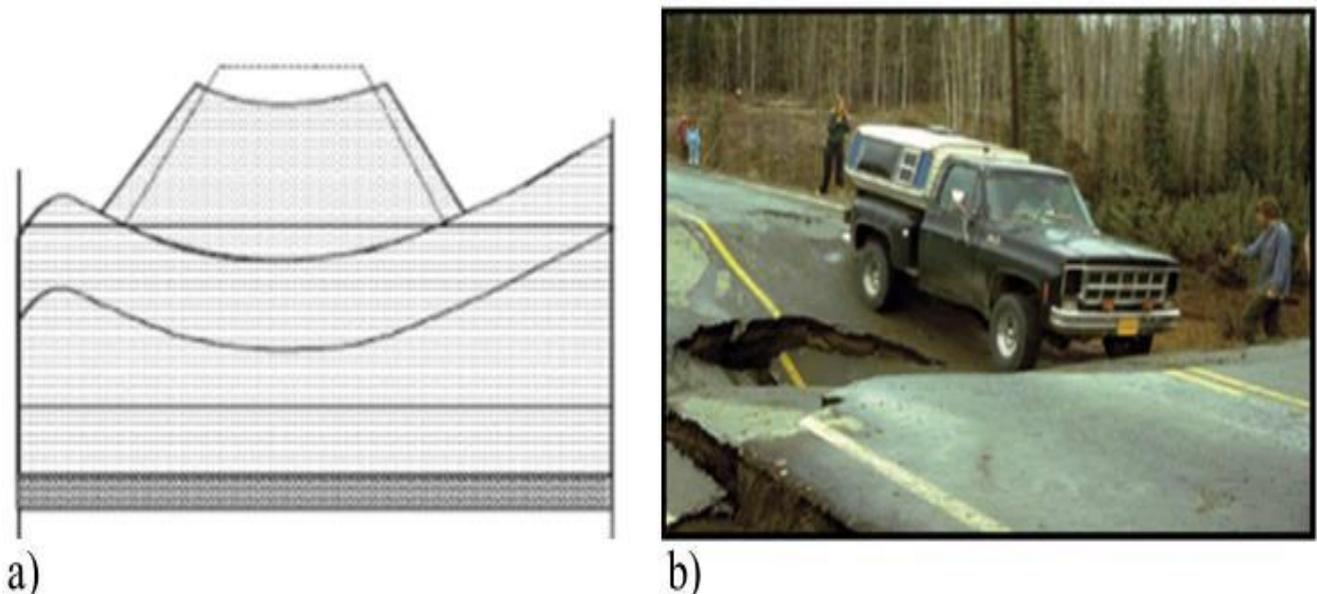
## 7. Problèmes posés par la construction des remblais sur sols compressibles

La construction de remblais peut poser des problèmes sur les types de sols variés tels que : les tourbes, les vases, les argiles molles, les limons argileux ou lâches. Ces sols associent en général une forte déformabilité, une faible perméabilité et une résistance faible. On les appelle habituellement « sols compressibles » ou « sols mous ». Par ailleurs, la profondeur et l'épaisseur des sols compressibles ont une grande influence sur la nature et l'ampleur des problèmes posés par la construction des remblais et sur les solutions que l'on peut envisager pour les résoudre :

- En surface, la médiocrité des sols pose en premier lieu des problèmes de stabilité, mais une solution de purge peut être envisagée.
- Plus la couche compressible est épaisse, plus les tassements sont importants et évoluent lentement.

### 7.1 Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement 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.

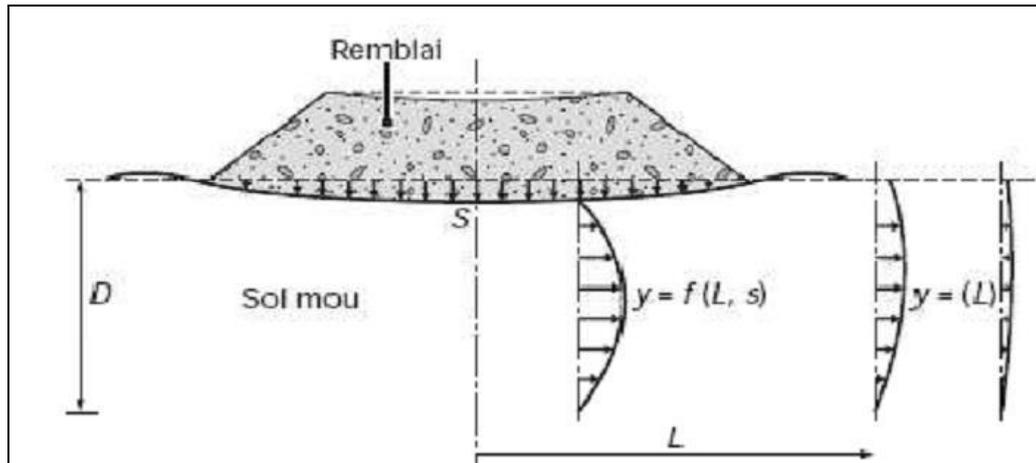


**Figure 2.8: Rupture par poinçonnement du sol de fondation**

### 7.2. Problèmes de tassement

A l'inverse de la rupture par défaut de stabilité, le tassement est une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit :

- Au centre du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral du sol de fondation
- Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible. Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres voire plusieurs mètres pour les couches très molles ou de forte épaisseur. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plateforme.



**Figure 2.9:Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation (18)**

On note également des déplacements horizontaux qui sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols Compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes. Il n'est pas rare de mesurer des tassements résiduels de 5 à 10 cm par an pour des remblais effectués depuis une dizaine d'années. (20)

### 7.3 Problèmes d'écoulement des eaux

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai en travers de la vallée d'un cours d'eau ou le long de cette vallée perturbe l'écoulement des eaux en période de crues. Les écoulements de crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation des sols compressibles peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe.(19)

### 7.4 Problèmes liés aux interactions remblai-ouvrage

Les déformations du sol mou sous le poids d'un remblai s'étendent au-delà des limites de la zone chargée en surface. La construction d'un remblai peut pour cette raison provoquer des tassements sous des ouvrages voisins existants (voies ferrées, autres voies, voie dont le remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, etc.).

Les déformations verticales et horizontales des sols compressibles peuvent d'autre part induire des efforts très importants sur les ouvrages fixes ou incapables de suivre les déplacements des sols qui les entourent (fondations profondes d'ouvrages d'art, de bâtiment ou de quais, par exemple).

Cette interaction des remblais et des ouvrages existants ou à construire peut avoir des conséquences importantes sur les conditions d'exploitation des ouvrages. Elle doit être examinée avec soin lors de

L'élaboration du projet et du phasage des travaux de construction.(20)

### **7.5. Problèmes de conservation de la flore et de la faune**

La construction d'un remblai dans une zone marécageuse perturbe l'équilibre de l'écosystème au sein de ce dernier et peut même le détruire complètement. Cet état de chose entraîne généralement la disparition de certaines espèces animales et végétales. Ce fait peut entraîner des réactions de la part des écologistes qui peuvent perturber le déroulement des travaux ou beaucoup d'autres désordres pouvant aller jusqu'au blocage du chantier.(19)

### **8. Méthodes d'analyse de la stabilité des remblais**

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...). Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement. L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

- Des méthodes d'équilibre limite.
- Des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.
- Ces méthodes donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque.

#### **8.1. Notion de facteur de sécurité**

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente  $F$  est défini par l'expression suivante L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus.

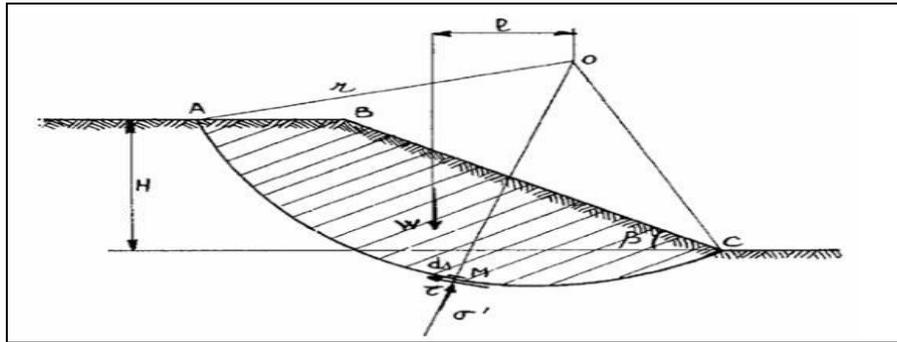


Figure 2.10:Etat des contraintes le long de la courbe de rupture (6)

- Si  $F > 1$ , il n'y a pas rupture
- Si  $F < 1$ , il y a rupture
- Si  $F = 1$ , il y a équilibre limite

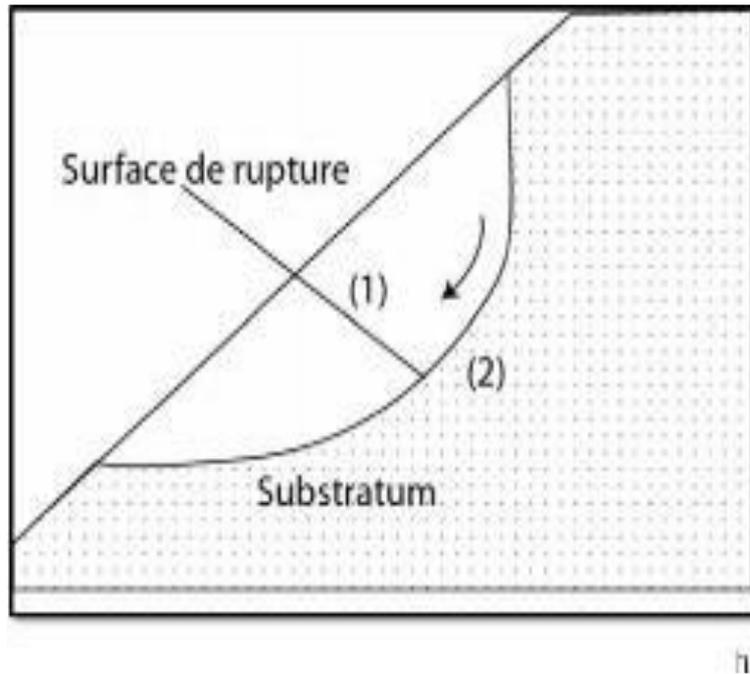
## 8.2. Études de la stabilité des pentes

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

- Les méthodes analytiques.
- Les méthodes numériques.

### 8.2.1. Méthodes Analytiques

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).



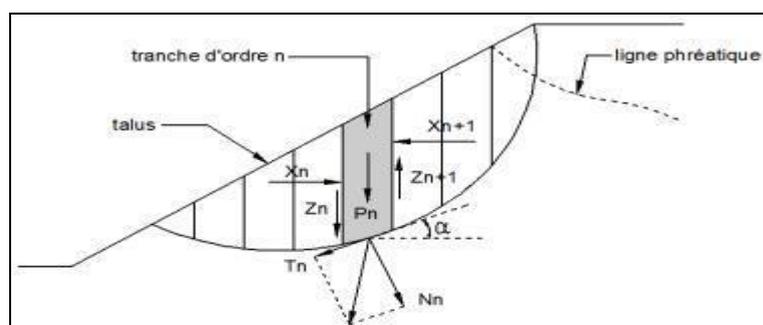
**Figure 2.11: Surface de rupture potentielle**

Les méthodes incluent :

- Des méthodes à l'équilibre limite.
- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

### 8.2.2 Méthodes d'équilibre limite

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (Ito *et al.*, 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable. La figure 2.12 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts pour une tranche  $x$  concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles.



**Figure 2.12: Méthode conventionnelle de calcul**

### 8.2.3. Méthode de l'analyse l'imate

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio *et al.* 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{C}{C_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m}$$

D'où  $c$  et  $\varphi$  : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,  
 $C_m$  : la cohésion mobilisée et  $\varphi_m$  est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

#### a. Pente sans renforcement « cas défavorable » :

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

#### b. Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre Limite :

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,
- Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.

**c. La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (A. BENAÏSSA, 2003)**

1. Le problème est supposé bidimensionnel.
2. Il existe une ligne de glissement.
3. Le coefficient de sécurité  $F$  traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite
4. Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture)
5. Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

**d. Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936) :** Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement.

**e. Méthode simplifiée de (Bishop, 1955) :** Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical.

**f. Méthode de (Spencer, 1967) :** Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranches.

**g. Méthode complète de (Janbu, 1968) :** Qui suppose que le point d'application de chaque force inter tranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

**8.2.3 Méthodes Numériques**

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant. Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation. La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

**a. La méthode des éléments finis**

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

**b. La méthode des différences finies**

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

**9. Choix de La méthode**

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

## 10. Conclusion

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

- Les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.
- L'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.
- L'expérience a montré que les talus restent toujours stables si  $F_s > 1,2$  et que, le glissement est pratiquement inévitable si  $F_s < 1$ . Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que  $F_s$  diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement de 1,4 à 1,5.
- La constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis.

# **C**hapitre 3

*Le renforcement*

*des sols*

## 1. Historique

Les principes de base du renforcement des sols existent déjà dans la nature et sont démontrés par les animaux, les plantes et les oiseaux. La forme moderne du renforcement du sol a d'abord été appliquée par Vidal (1969). Sur la base du concept de Vidal, l'interaction entre le sol et l'élément horizontal de renforcement est uniquement par friction générée par la gravité. L'application de ce concept de murs de soutènement a été construite en France en 1986. Aujourd'hui, cette technique est largement utilisée en Europe et aux États-Unis. Cette technique est encore devenue populaire en Inde et le facteur contraignant étant identifié comme la non disponibilité de la fibre et le coût du matériau de renforcement. Le sol renforcé est quelque peu analogue au béton armé. Mais la comparaison directe entre les fonctions de renforcement dans les deux cas n'est pas valide. Le mode d'action du renforcement dans le sol ne consiste pas à supporter les contraintes de traction développées comme dans le béton armé, mais la réduction anisotrope du taux de déformation normale.(18)

## 2. Définition et principe de renforcement

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol.(18)

Au-delà de l'extrême diversité des techniques utilisées dans le renforcement des sols, qui tient autant à leurs mode d'exécution, qu'à la nature de l'ouvrage à renforcer (massif de fondation, mur de soutènement...), le principe de la méthode d'amélioration des sols par renforcement repose sur l'introduction dans le sol d'éléments de structures appelés inclusions, Destinés à permettre à l'ouvrage de résister à des charges qu'il n'était pas en mesure de supporter auparavant.(21)

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit (ASEP-GI, 2004) :

- Technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, Vibroflotation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques drains verticaux, pré chargement par le vide, électro- consolidation)
- Injection des sols grenus et des sols fins .
- Amélioration des sols par inclusions verticale (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet grouting), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment),

- Congélation des sols.

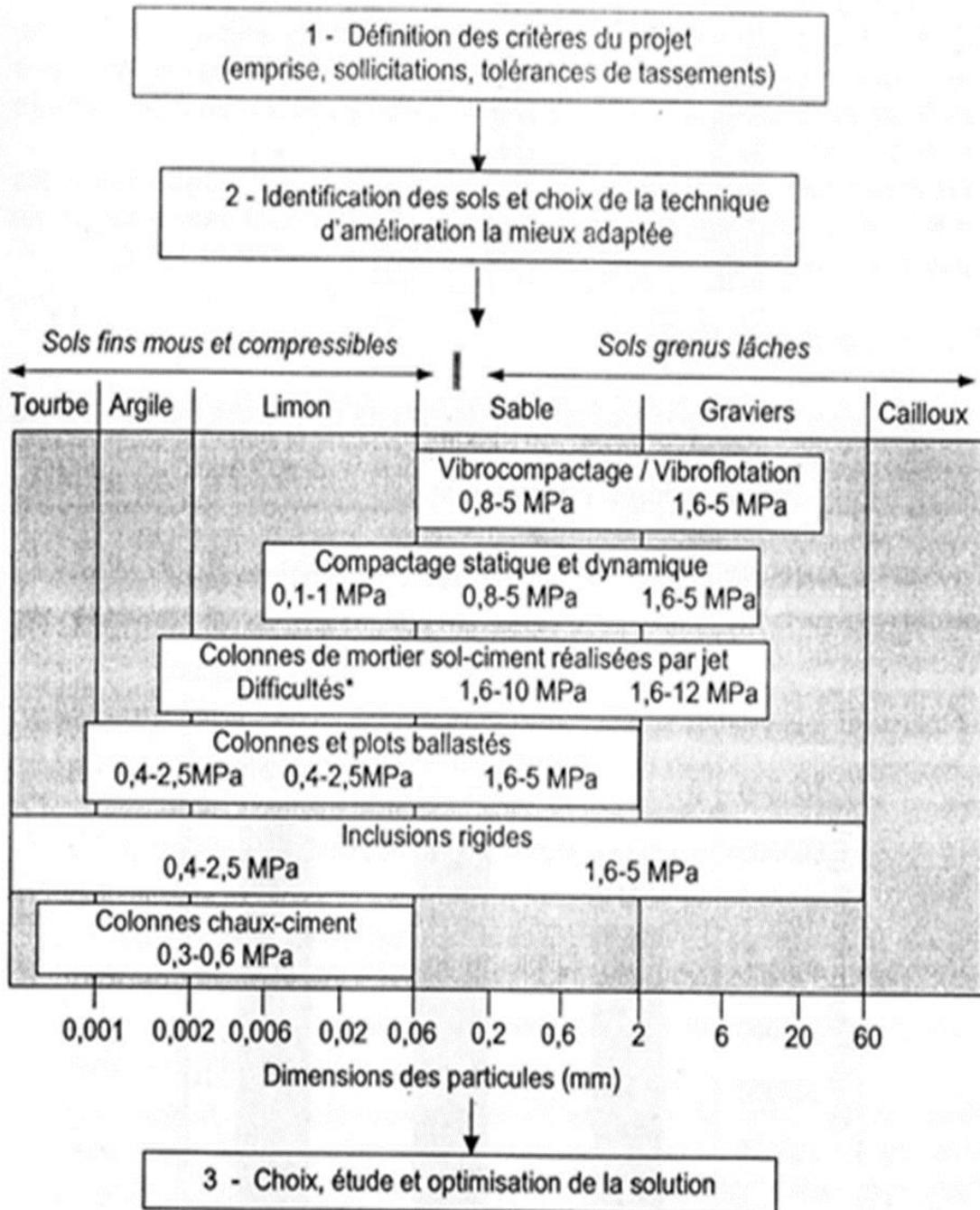
La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib *et al.*, 2004c) :

- Définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés ;
- Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
- Choix de la solution d'amélioration des sols ;
- Optimisation de la solution d'amélioration des sols là mieux adaptée.

Le choix de la solution d'amélioration des sols demeure directement lié à la granulométrie des sols traités.

L'expérience dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes (Dhouib, 2003a) :

- Il est possible de procéder au compactage dynamique, au compactage statique (dit aussi compactage horizontale), au compactage par vibration radiale (vibrofoliation ou vibro\_compactage) ou d'installer des colonnes de ou moins fins ;
- Lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrie qui tend vers celui des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol traité à la chaux et au ciment par malaxage ;
- La réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;
- Lorsque les sols à traiter sont mous et compressible, purement organique ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut-être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire ;
- Dans les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau naturelles élevées, une solution de lorsque la teneur en eau naturelle est faible, cette technique peut être employée par voie humide (<deepsoilmixing>). La Figure 2 décrit les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône au pénétromètre statique. Colonnes chaux-ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptées.



\* Utilisation de grande énergie ou double-jet.

Figure3.1:Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limite Et domaine de validité(25)

**Tableau3.1: Les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais (22)**

Technique	Donnés nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargemnt	Compressibilité Perméabilité Verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du Sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide cher
Colonnes Ballastées , colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimeal	Bonne après analyse de plots expérimentaux	cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico- physiques compressibilité perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	très cher
Remblai léger	compressibilité perméabilité	Protectiondu matériau léger	Peu faible pour obtenir de faibles déplacements	cher
Remblai sur inclusion rigides	Résistance et déformabilité du sol		bonne	Cher rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		bonne	Cher rapide

### 3. Utilisation des géogrilles dans le renforcement des sols

#### 3.1 Introduction

L'utilisation des géo synthétique a connu un essor considérable ces dernières années à travers le monde au vu des résultats obtenus notamment en matière de renforcement des sols. Ce matériau à la portée de tout le monde en matière de cout, facilement utilisable a été l'une des innovations les plus spectaculaires dans le domaine de la géotechnique. L'idée est venue de l'utiliser dans le renforcement des massifs de terres ou des remblais qui ne présentent pas une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, néanmoins les études menées jusque-là

#### Le renforcement des sols

pour définir le comportement de ce matériau associé au sol restent insuffisantes pour avoir une idée fixe sur le comportement de ce matériau, le terrain reste à défraichir encore pour statuer définitivement sur cette option qui présente à coups sûr des avantages pécuniaires considérables. Notre idée a été d'exploiter ce chemin et mettre en exergue les avantages de ce matériau dont l'utilisation peut apporter des solutions aux problèmes posés.

### 3.2 Les géo synthétiques

En Génie Civil, les polymères font partie des matériaux qui sont utilisés dans les différents ouvrages géotechniques de soutènement, de protection de bassins d'étanchéité sous les chaussées, dans les tunnels...etc. Leur emploi nécessite la maîtrise de leur comportement à long terme (la durée de vie exigée) et qui est généralement de l'ordre de 100 ans). En règle générale, les défaillances de ces ouvrages sont d'ordre mécanique. La connaissance des lois de comportement (fluage, fatigue...) permet, en principe, d'établir des règles de conception garantissant que si la structure initiale du polymère est préservée, la rupture sera évitée dans un délai compatible avec les attentes des utilisateurs. Cependant, les polymères réagissent lentement avec leur environnement (en particulier avec l'oxygène) et l'évolution de leur structure se traduit par des ruptures prématurées, d'où l'importance pratique d'études de vieillissement, de ses mécanismes, de sa cinétique, et de ses conséquences. Les principaux facteurs de vieillissement des polymères sont l'agressivité du milieu (oxygène, acides, bases, solvants..Etc. .), la fatigue dynamique, la température et les Rayonnements UV, tous ces facteurs pouvant évidemment être combinés. Dans les conditions d'emploi des géotextiles, le vieillissement du polypropylène (PP par la suite) est dû à la thermo-oxydation du polymère à basse température ( $< 50^{\circ}\text{C}$ ) dans des atmosphères appauvries en oxygène. Il faut également noter que si ces matériaux sont en contact avec une phase aqueuse, l'influence de cet environnement sur la cinétique de thermo-oxydation doit être prise en compte. Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi sa très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable. Les produits se distinguent par leurs propriétés géométriques en :

- Bandelettes, filaments
- Produits plans, avec des dimensions typiques de l'ordre de 3-5m de largeur et d'environ 50-300m de long, tandis que l'épaisseur de l'ordre de quelques millimètres ;
- Produits volumétriques, dans ce groupe, nous pouvons inclure principalement les géocellules, qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et

0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connectées et une fois étirées les cellules 3D sont créées, par exemple, sous la forme de nid d'abeilles.



**Figure3.2:Exemples de géo cellules**

De la classification ci-dessus les plus souvent utilisés sont les produits plans et parmi eux, il est possible de distinguer : les géotextiles, les géomembranes (membrane plane imperméable à partir de polymères d'épaisseur entre environ 0,5 et 3 mm), les géogrilles, les géocomposites (produits créés par la combinaison de plus d'un géosynthétique).



**Figure3.3:Structure géocomposite**

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétique, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géo composites sont plus adaptés aux

sols fins et homogènes (argiles,). Le tableau1.2 résume les principales fonctions des géotextiles ainsi que les critères essentiels de dimensionnement. (16)

**Tableau3.2: Principales fonctions des géotextiles**

Fonction	Description	Exemples	Caractéristiques essentielles pour assurer la fonction
Séparation	Eviter l'interpénétration de sols de nature et de granulométrie différente (en vue de maintenir leurs performances initiales)	couches de forme routières, voies ferroviaires, remblais sur sols compressibles	Résistance à la traction, à la perforation statique, allongement
Filtration	Assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol	Protection des drains contre le colmatage, couche de transition sous enrochement	Permittivité Ouverture de filtration ( $O_f$ )
Drainage	Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe	Drainage sous fondations, sous remblai, au contact d'ouvrage (tunnels, murs...)	Transmittivité
Renforcement	Améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus	Murs de soutènements, radiers sous chaussée, fondations sur sols compressibles	Résistance à la traction, allongement, frottement d'interface
Protection	Protéger une structure fragile (géomembrane) contre des éléments poinçonnants	Bassin de retenue, parement de barrages, digues	Résistance à la perforation, grammage
Lutte contre l'érosion	Limiter les mouvements de particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent	Protection de berges (canaux, torrents), de talus, côtes soumis à l'érosion maritime et éolienne	Capacité à permettre le développement de la végétation

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations... Le tableau1.2 résume les principales fonctions des géotextiles ainsi que les critères essentiels de dimensionnement. [2] Les géosynthétiques regroupent en plus des géotextiles, les géogrilles, géocomposites, géocellules, géonaturels dénommés produits apparentés.

### 3.3 Classes des géotextiles

Les géotextiles se classent en fonction de leurs propriétés caractéristiques telles que leur résistance à la traction, leur résistance au déchirement, leur permittivité, leur transmittivité ou encore leur ouverture de filtration. Le comité français des géo synthétiques (CFG) a défini la classification décrite dans le tableau 3.3

Tableau3.3: Classes de géotextiles (CFG)

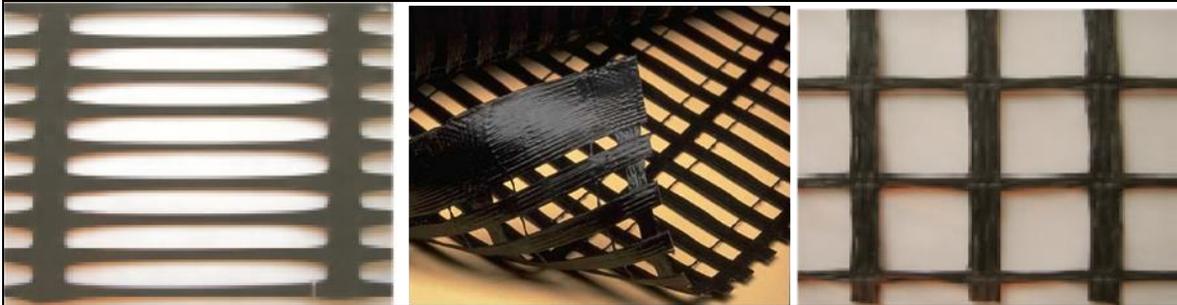
Propriétés caractéristiques		Numéro de la propriété	Classes											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Résistance à la traction (kN/m)	Sens de production	1												
	Sens travers	2	4	8	12	16	20	25	30	40	50	75	100	
Allongement à l'effort maximal (%)	Sens de production	3												
	Sens travers	4	8	11	15	20	25	30	40	50	60	80	100	
Résistance à la déchirure (kN)	Sens de production	5												
	Sens travers	6	0,1	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	1,7	2,3	3	4	6	
Perméabilité	Permittivité $K_v/e$ ( $s^{-1}$ )	7	$10^{-2}$	$2,10^{-2}$	$5,10^{-2}$	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	50	
	Transmissivité $K_v \cdot e$ ( $m^2/s$ )	8	$10^{-8}$	$2,10^{-8}$	$5,10^{-8}$	$10^{-7}$	$2,10^{-7}$	$5,10^{-7}$	$10^{-6}$	$2,10^{-6}$	$5,10^{-6}$	$10^{-5}$	$5,10^{-5}$	
Porométrie $O_f$ ( $\mu m$ )		9	600	400	200	150	125	100	80	60	40	20	10	

Tableau3.4: Comparaison des différents produits géosynthétiques

	non-tissés aiguilletés	tissés PP/PEHD	tissés PET	tissés mono- filament	géogrilles PET	géogrilles PP	grillage gabions
Résistance à la rupture	-	**	****	*	***	*	***
Allongement à la rupture	-	**	****	*	****	**	*
Frottement	*	***	****	**	***	***	***
Résistance au poinçonnement (CBR)	***	****	-	*	****	****	****
Performances à long terme	-	*	****	**	***	*	*
Durabilité (résistance à la corrosion, aux UV...)	****	****	-	*	*	****	-
Perméabilité	*	-	-	***	****	****	****

### 3.4 Les types de géogrilles

Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication (voir Figure 1.13). Ils peuvent donc être:



Géogrille extrudé

Géogrilles uniaxiale Géogrilles biaxiale

**Figure 3.4: Différents types de géo grilles**

Il est important de noter qu'une grille à mailles souples et déformables favorise l'imbrication des grains (interlocking) dans le maillage et donc augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément). Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrille. De manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

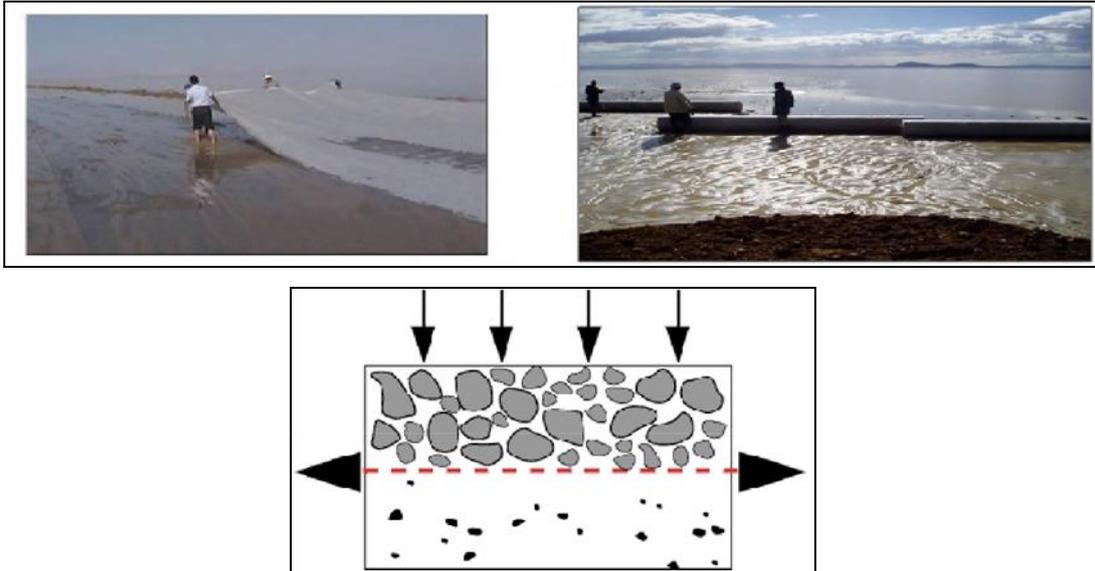
### 3.5 Les fonctions des géogrilles

Les produits géo synthétiques recèlent quatre fonctions principales à savoir :

- Séparation.
- Renforcement.
- Protection.
- Lutte contre l'érosion

#### 3.5.1 Séparation

Ils sont insérés entre deux matériaux de nature différente, les empêchant de se mélanger. Cette technique est employée en construction ferroviaire pour éviter les remontées des couches argileuses au passage des convois par un mécanisme de pompage. (25)



**Figure 3.5: Pose des géogrilles de séparation**

### 3.5.2 Renforcement

Les nappes de géotextiles empilées et alternées avec un sol faible permettent le maintien du talus, le renforcement des routes sur des zones instables assujetties des glissements de terrain.



**Figure 3.6: Pose de géotextiles de renforcement (25)**

### 3.5.3 La protection

On peut en particulier citer la protection par la géomembranes lors de la conception de bassins de rétention (collecte des ruissellements routiers). Dans de tels ouvrages, les géotextiles, placés entre le sol et la géomembrane, protègent celle-ci de la perforation. On retrouve également ce type de dispositif dans les tunnels, où les géomembranes isolent la paroi en béton des infiltrations.

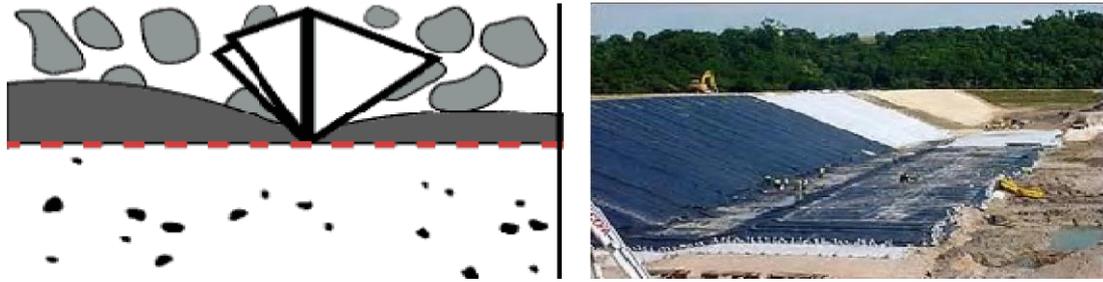


Figure3.7:Utilisation dans la protection.

### 3.5.4 Anti-érosion

Les géotextiles peuvent être utilisés contre les effets naturels (pluie, vent, vague) et favoriser la végétalisation des talus ou des berges.(25)

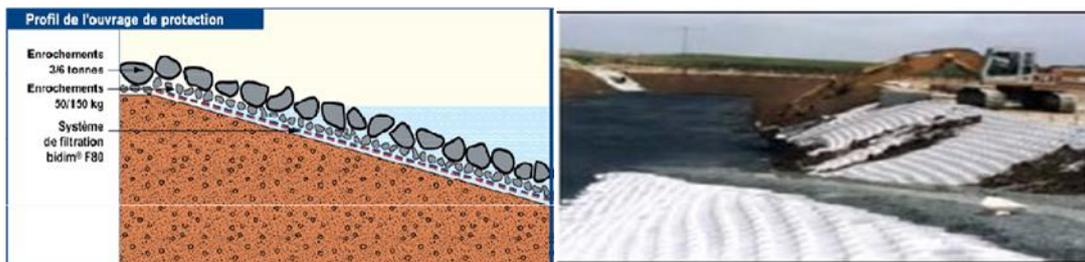


Figure3.8:Utilisation contre l'érosion

### 3.5.5 Propriétés des géo synthétiques

Les géo synthétiques sont définis par des caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes internationales de type ISO ou européennes de type EN. Le tableau suivant présente quelques caractéristiques de trois types des géosynthétiques :

Tableau3.5:Caractéristiques de quelques géosynthétiques

Caractéristiques	unité	Géomembrane		Géotextile		Géogridde	
		min	max	min	max	min	max
Epaisseur	mm	1,5	1,59	0,7	1,6	0,6	0,9
Masse surfacique	g/m <sup>2</sup>	1380	1463	150	380	125	380
Masse volumique	g/m <sup>3</sup>	0,939	0,953	-	-	-	-
Taux de noire de carbone	%	2	3	-	> 2	2	4
Résistance à la traction	kN/m	-	-	8,1	30,1	12	19
Déformation à l'effort parallèle	%	16,7	18,5	50	55	24	28
Résistance au seuil d'écoulement	kN/m	13	15	0,67	1,5	-	-
Déformation au seuil d'écoulement	kN/m	10	11,8	0,4	1,4	-	-
Perméabilité normal au plan	mm/s	impermeable			80	105	250
Ouverture de filtration	µm	-	-	70	90	400	540

### 3.6 Classification des géotextiles

#### 3.6.1 Géogrilles PP, PEHD

##### a. Conditions restrictives

- pH compris entre 2 et 12
- Ne pas utiliser en présence de sulfates dans le sol
- Ne pas utiliser en présence de métaux de transition

##### b. Avantages

- Faible endommagement à la mise en oeuvre (**par exemple, coefficient de sécurité Tensar de 1,2 si  $D_{max}=100$  mm et  $D_{50} = 30$  mm**)
- Utilisation à (presque) tous les pH rencontrés dans l'environnement (**25**)

##### c. Inconvénients

- Comportement relativement médiocre au fluage surtout pour le polypropylène (PP) (**Coefficient de sécurité Tensar de 2,3 sur PEHDuniaxiale et de 4 sur PP biaxiale**)
- La résistance à une exposition aux UV est mal connue.

#### 3.6.2. Géogrilles PET

##### a. Conditions restrictives

- pH compris entre 3 et 9 (utilisation recommandée à des pH compris entre 5 et 8).
- Ne pas utiliser avec des sols traités à la chaux ou au ciment

##### b. Avantages

- Très bon comportement en fluage (coefficient de sécurité Tensar de 1,75)

##### c. Inconvénients

- Endommagement assez important lors de la mise en oeuvre (coefficient de sécurité Tensar De 1,5 à 1,7 suivant revêtement PVC ou Acrylic si  $D_{max}=100$  mm et  $d_{50} = 30$  mm)
- Prix pas utilisé avec des sols calcaires

### 3.7 Les avantages et les inconvénients

#### 3.7.1. Avantages

- Bonne résistance à l'endommagement.
- Excellente perméabilité (colmatage impossible).

#### 3.7.2. Inconvénients

- Peu de souplesse en flexion.
- Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m)

Pour conclure, les différentes techniques de soutènement de type traditionnel notamment les murs poids, parois moulées, rideaux de palplanches..., utilisées à travers le monde coutent très chères aux collectivités et restent difficilement maitrisables nécessitant une technicité élevée, c'est pourquoi les ingénieurs ont été contraint d'améliorer ces procédés et optimiser les couts. Des essais et des tentatives ont été faits pour optimiser ces procédés notamment l'utilisation des géosynthétiques qui demeure jusqu'à présent une solution rentable et efficace à ce genre de problème.

Les techniques de renforcement par géosynthétiques ont permis de répondre aux exigences et aux objectifs des donneurs d'ordre en offrant des solutions alternatives avec de nombreux avantages. En effet, elles sont simples à mettre en œuvre, les structures sont souples dans leurs fonctionnements et elles contribuent à la préservation de la ressource naturelle.

Les géosynthétiques, qui ont un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages, sont choisis en fonction de plusieurs critères :

Leur résistance à la traction à long terme (tenant compte des effets du fluage, du vieillissement et de l'endommagement).

Le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai, La nature de polymère dont ils sont constitués, qui doit être compatible en termes de vieillissement avec le matériau de remblai et, le cas échéant, avec le parement.

Les géosynthétiques de renforcement (géotextiles ou géogrilles) se présentent généralement sous forme de nappe constituée de fibres qui peuvent être tissées entre elles, aiguilletées, ou tricotées. Les géogrilles sont, par rapport aux géotextiles, ajourées ce qui permet une meilleure imbrication du renfort avec le matériau constitutif du remblai renforcé. Les raideurs en traction des géogrilles sont, dans la plupart des cas, supérieures à celles des géotextiles.

## **4. La technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées**

### **4.1 Introduction**

La méthode d'amélioration du sol qui utilise des colonnes ballastées est probablement celle qui est utilisée le plus souvent. Afin de créer un milieu composite ayant de meilleures caractéristiques générales que le sol non traité, il s'agit d'incorporer dans le sol un matériau granulaire sans cohésion, mis en place par répulsion dans le terrain et comprimé par des passages successifs à l'aide d'un vibreur. D'après Dhouib et Blondeau (2005) :

- D'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité ;
- D'augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- De réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- D'accélérer le drainage et la consolidation primaire du sol ;
- De contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- De réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

Des informations générales sur la méthode de colonne ballastée d'amélioration du sol sont fournies dans ce chapitre. Tout d'abord, il décrit les zones et les restrictions dans lesquelles les colonnes de ballast peuvent être utilisées, ainsi que les méthodes standard actuelles pour l'installation de colonnes. Les arrangements constructifs, les paramètres caractéristiques et les différentes procédures de rupture de la colonne de ballast sont également résumés dans ce chapitre.

## 4.2 Domaine et limite d'application

### 4.2.1 Type d'ouvrage

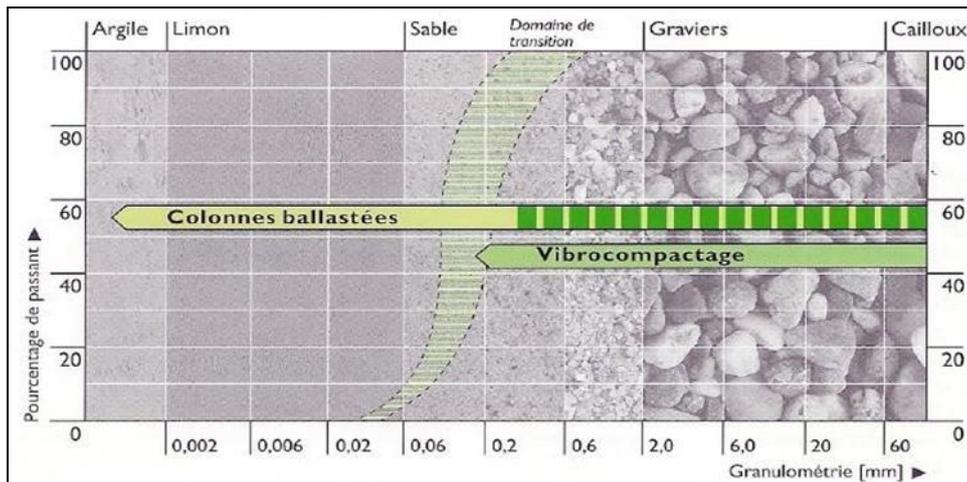
Les recommandations du Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS 2011)(8) stipule que l'utilisation la plus fréquente des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages ou radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Halls et Silos de stockage ;
- Bâtiments industriels et commerciaux ;
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs de toute nature, station d'épuration).

Les colonnes ballastées peuvent aussi servir pour l'amélioration du sol support sous les remblais d'accès de surélévation (barrage et digues en terres, routes, chemin de fer) ou pour stabiliser des glissements du sol. Elles sont moins utilisées sous les fondations superficielles de bâtiments logistiques et peu utilisées sous les bâtiments d'habitation. Elles sont utilisées aussi sous les ouvrages maritimes (renforcement de fonds marins).

#### 4.2.2 Type de sol

La réalisation des colonnes ballastées impose que le sol environnant offre une étreinte latérale suffisante pour assurer le confinement du ballast. Les colonnes ballastées sont utilisées principalement dans les sols fins (argile, limon et sable fin à forte proportion des fines) qui possèdent une certaine cohésion ( $c_u > 20$  kPa Selon CFMS 2011) et dans les remblais anthropiques inertes (figure 3.1).



**Figure 3.9: Champ d'application des colonnes ballastées (Six 2006)(9)**

Lorsque le sol contient une forte proportion granulaire la technique de vibrocompactage, appelée aussi « vibroflottation » est généralement pratiquée. Le vibrocompactage sert à densifier les sables lâches et les graviers. Cette technique consiste à foncer dans le sol un vibreur relativement puissant, qui densifie l'empilement des particules du sol et à compléter par un apport de matériaux pour atteindre le niveau final de la plateforme. La figure 1.1 représente le champ d'application de chaque technique.

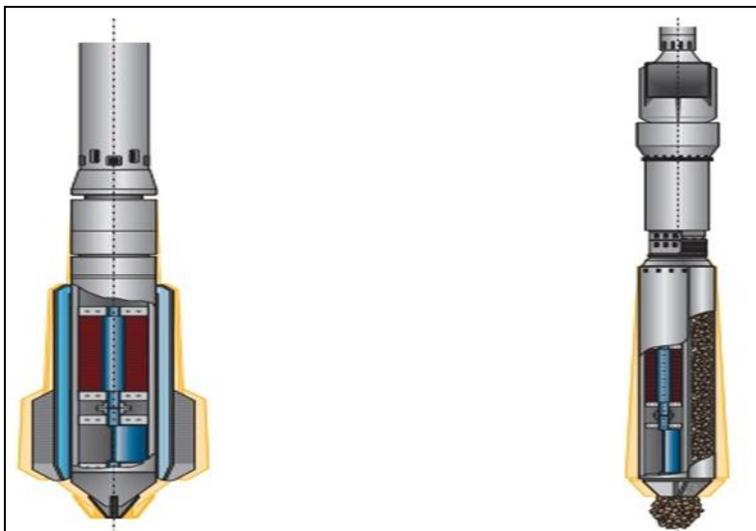
La stabilité de la colonne est assurée par le confinement latéral du sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast. Pour cela, l'utilisation des colonnes ballastées est déconseillée dans les sols organiques, les sols qui contiennent une forte proportion de matériaux organiques (tourbe, argile et vase organique) et les matériaux de décharges en raison de leur comportement évolutif dans le temps et de leurs déformations par fluage qui ne peuvent pas assurer une étreinte latérale pérenne pour confiner le ballast. Dhouib et Blondeau (2005)

sols	faisabilité	étreinte	latérale			remarque
		$p_l$ (Kpa)	$q_c$ (Mpa)	$N_{spt}$ (coups)	$C_u$ (Kpa)	
<b>Argile</b>	oui	150 - 400	0,6 - 1,2	4 - 6	25 - 50	-
<b>Limon</b>	oui	150 - 400	0,6 - 1,2	4 - 6	25 - 50	-
<b>Sable fin</b>	oui	150 - 400	0,6 - 1,2	4 - 6	-	-
<b>Tourbe</b>	non	-	-	-	-	Matériau évolutif
<b>Autres sols organiques</b>	non	-	-	-	-	Matériau évolutif
<b>Remblai inerte</b>	oui	200 - 500	0,6 - 1,6	-	-	-
<b>Décharge</b>	non	-	-	-	-	Matériau évolutif

Tableau3.6:Champ d'application des colonnes ballastées (Dhouib et Blondeau 2005)(10)

### 4.3 Techniques de mise en œuvre

Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par des vibreurs suspendus à une grue. Le vibreur se compose d'un long tube en acier (de longueur entre 3-5 m) dont le diamètre varie entre 0.3 à 0.5 m, dans lequel sont montés un excentrique et un moteur électrique ou hydraulique. La rotation de l'excentrique entraîne la génération des forces horizontales qui sont utilisées pour déplacer le sol et compacter le matériau d'apport. La société « Keller » a développé plusieurs types de vibreurs à savoir les conditions du sol. L'alimentation du matériau d'apport (ballast) peut se faire par le haut (alimentation par le haut) ou par le bas du vibreur (alimentation par le bas). La figure 3.2 présente les deux types de vibreur fréquemment utilisé dans la plupart des terrains. Le fonçage du vibreur dans le sol s'effectue par l'injection de l'eau ou de l'air et parfois les deux (cas assez rare).



(a)(b)

### Figure 3.10: Sections transversales des vibreurs de Keller

- (a) : alimentation par le haut ;
- (b) : alimentation par le bas (Raju *et al.* 2004)

#### 4.3.1 Colonne exécutée par voie humide (vibro-replacement)

Dans cette méthode, la pénétration à la profondeur désignée est assistée par des jets d'eau à haute pression à la pointe du vibreur. Une fois, le vibreur atteint la profondeur désigné le matériau d'apport est incorporé dans le forage réaliser à partir de la surface du sol à l'aide d'un chargeur. Ensuite, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport prend sa place sous la pointe du vibreur. Le compactage se procède par va-et-vient de la pointe du vibreur et simultanément avec la génération des vibrations. Cette opération est effectuée par passe successives de l'ordre de 0.5 m de haut jusqu'à atteindre la surface du sol. Cette méthode est un processus de remplacement partiel dans lequel une partie du sol est remplacée et le reste est déplacé et comprimé latéralement (Raju *et al.* 2004). La figure 3.3 présente les étapes de la procédure de l'installation d'une colonne par cette méthode. Cette méthode est utilisée dans les sols relativement imperméables et cohésifs, généralement dans la gamme de résistances allant de  $c_u = 15$  à 50 kPa et dans les endroits où la nappe phréatique est élevée et la stabilité du forage est discutable (Greenwood et Kirsch 1984). Le principal inconvénient de cette technique est représenté dans la grande quantité d'eau requise et qui doit ensuite être éliminée sans causer de pollution (DheerendraBabu *et al.* 2012). (11)

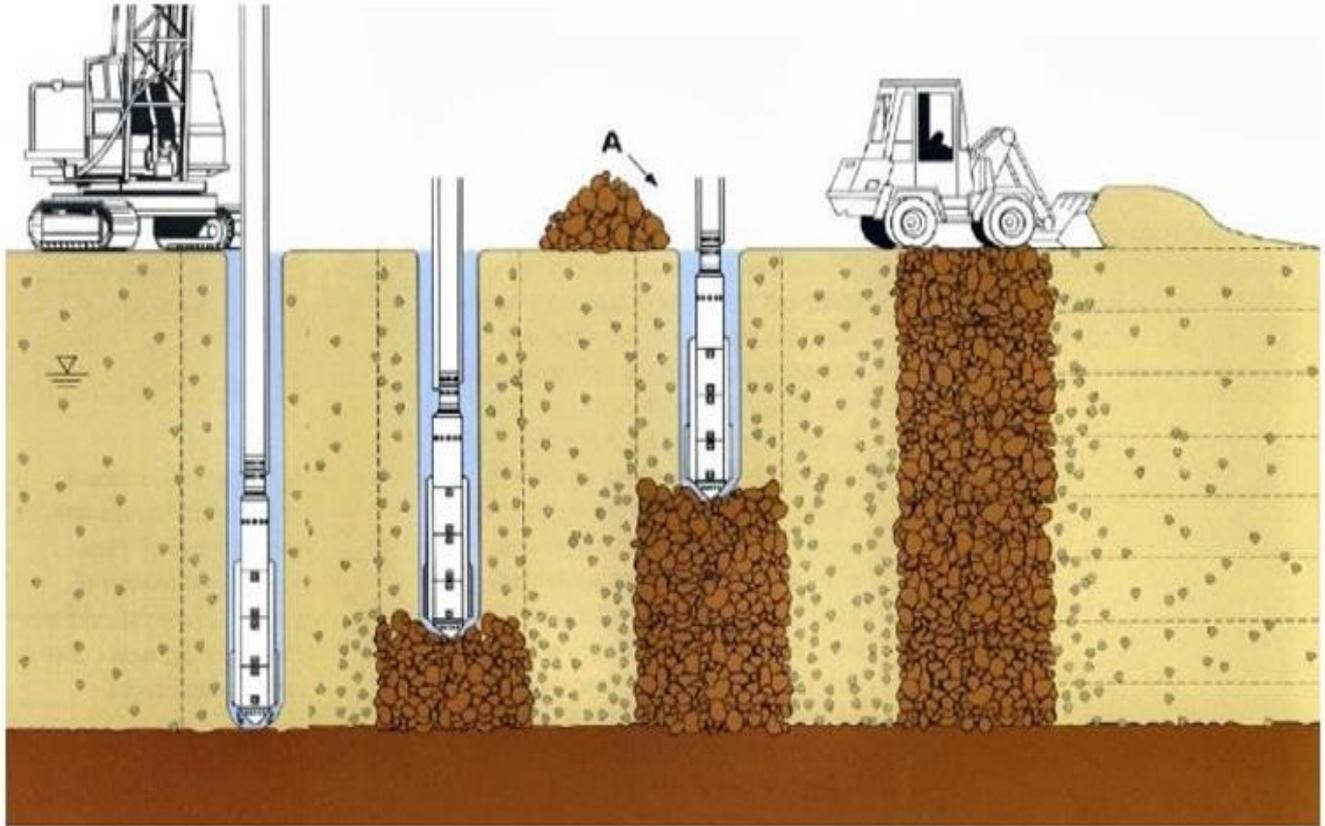
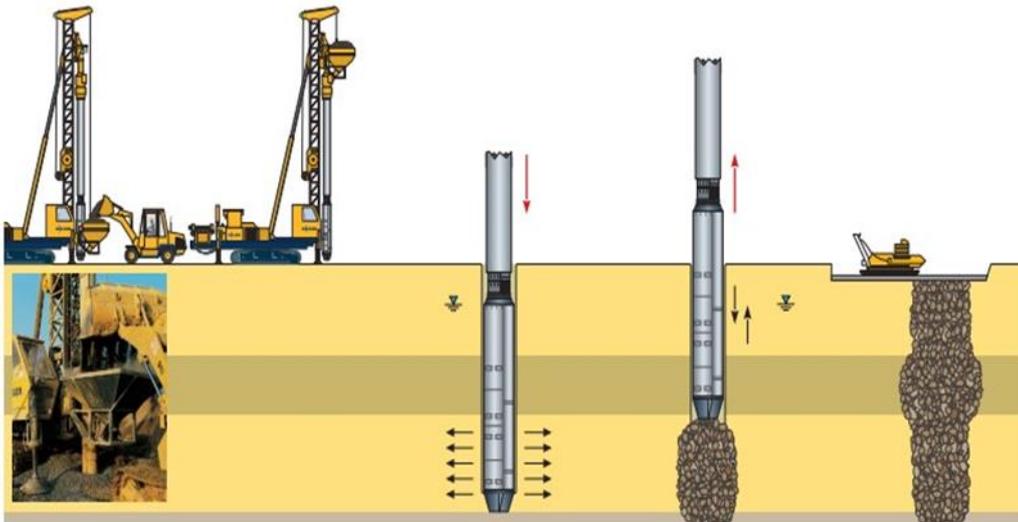


Figure 3.11: Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie humide (Raju et al.

#### 4.3.2 Colonne exécutée par voie sèche (vibro-displacement)

Dans cette méthode, la pénétration à la profondeur requise est effectuée par auto fonçage du vibreur directement dans le sol par refoulement latérale, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur la pointe du vibreur. Le matériau d'apport est alimenté au sommet du vibreur et transféré par un tube spécial fixé au vibreur et attaché directement à sa pointe (alimentation par le bas). La dernière étape consiste à compacter le matériau d'apport par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne. Cette méthode est un processus de déplacement pur où aucun sol n'est enlevé. De plus, aucun jet d'eau n'est requis. La figure 3.4 présente les étapes de l'installation d'une colonne par voie sèche. Cette technique est appliquée dans des sols cohésifs insensibles et stables ( $c_u = 30$  à  $60$  kPa). Le procédé par voie sèche est plus propre que la technique par voie humide, car aucun jet d'eau n'est requis.



**Figure 3.12: Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie sèche (Raju *et al.* 2004)**

#### 4.4 Dispositions constructives

##### 4.4.1 Matériau d'apport

Les matériaux d'apport des colonnes doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées. Selon les recommandations du Comité Français de Mécanique des sols (CFMS 2011) les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$
- $MDE < 30 LA + MDE < 60$
- Pourcentage des fines  $< 5 \%$

La granulométrie dépend de la technique de mise en œuvre utilisée : • Alimentation par le bas : 8/40 mm ; • Autre méthode 20/75 mm.

##### 4.4.2 Matelas

Le DTU 13.2 stipule qu'un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition, il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plateforme de travail qui elle-même joue le rôle de couche de répartition. Selon les recommandations de SFMS (2011), l'épaisseur minimale d'un matelas de répartition en matériaux granulaires est de 40 cm, et elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature et l'intensité des charges ;
- Le type de fondation ;
- Le module de déformation du matelas et du sol environne ;

#### **Le renforcement des sols**

- Les caractéristiques de la colonne ballastée (diamètre et maillage)

Dans le cas de fondation rigide (radier rigide et semelle) le matelas n'est pas nécessaire.

#### 4.4.3 Diamètre de la colonne

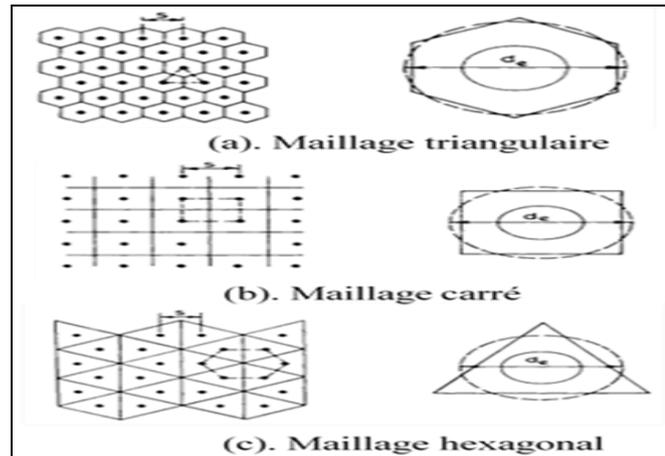
Le diamètre de la colonne ( $d$ ) peut varier le long de la hauteur en fonction de la nature et la résistance de différentes couches traitées, elle dépend aussi du diamètre du vibreur. En générale  $d$  est compris entre 0.5 et 0.8 m pour une colonne exécutée par voie sèche (CFMS 2011), pour le cas des colonnes exécutées par voie humide  $d$  est plus important, de l'ordre de 1.0-1.2 m (Raju et al. 2004). Le diamètre moyen de la colonne peut être déterminé à partir du volume de matériau d'apport compacté requis pour remplir le forage de longueur connue.

#### 4.4.4 Disposition des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées doivent être déposées selon un maillage régulier, généralement carré ou triangulaire et parfois hexagonal (figure 3.5). D'après les recommandations Indien (IS:15284-2003), l'espacement ( $s$ ) entre les colonnes peut varier entre de  $1.5d$  à  $2.5d$  en fonction des conditions de site, du type de chargement, de la technique d'installation, etc.

Chaque colonne possède un domaine d'influence qu'est caractérisé par le diamètre équivalent ( $d_e$ ). D'après Balaam et Booker (1981), la valeur du diamètre de peut-être déterminer en fonction de  $s$  et le type de maillage :

- Un maillage triangulaire (figure 1.5-a) :  $d_e = \sqrt[4]{\frac{12}{\pi^2}} s = 1.05 s$
- Un maillage carré (figure 1.5-b) :  $d_e = \sqrt[4]{\frac{16}{\pi^2}} s = 1.13 s$
- Un maillage hexagonal (figure 1.5-c) :  $d_e = \sqrt[4]{\frac{27}{\pi^2}} s = 1.29 s$



**Figure 3.13: Disposition et domaine d'influence de la colonne ballastée (Balaam et Booker 1981) (12)**

#### 4.5 Paramètres caractéristiques

L'étude du comportement et du dimensionnement des colonnes ballastées conduit à introduire les paramètres caractéristiques usuels suivant (Dhouib et Blondeau 2005) :

- Le taux d'incorporation ;
- Le rapport de concentration des contraintes ;
- Le facteur de réduction des tassements.

##### 4.5.1 Taux d'incorporation

Le taux d'incorporation ou le coefficient de substitution ( $\alpha$ ) est le rapport de la surface de la colonne ( $A_c$ ) à la surface du domaine d'influence de la colonne ( $A$ ) :

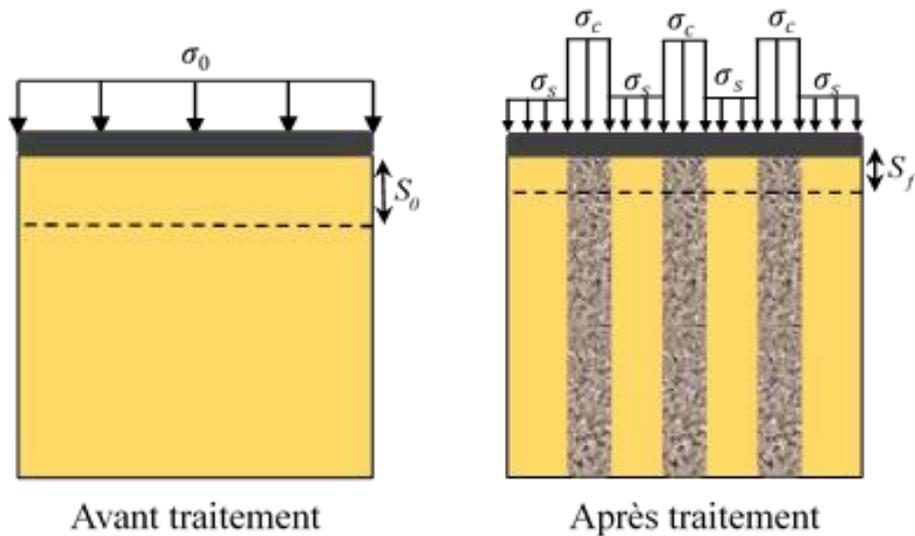
$$\alpha = \frac{c}{A} = \left( \frac{c}{d_e} \right)$$

##### 4.5.2 Rapport de concentration des contraintes

Lorsqu'un massif de sol traité par des colonnes ballastées est soumis par une contrainte uniformément répartie ( $\sigma_0$ ). Les colonnes ballastées ont des résistances et rigidités supérieurs à ceux du sol traité, ce qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes noté  $\sigma_c$  et une réduction de la contrainte sur le sol noté  $\sigma_s$  (figure 3.6). Le rapport de concentration des contraintes noté  $n$  défini comme le rapport entre la contrainte verticale sur la colonne à celle sur le sol :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

Le rapport  $n$  dépend de la rigidité relative de la colonne et du sol environnant. La valeur de  $n$  est généralement comprise entre 2 et 6 (Aboshi 1979 ; Goughnour et Bayuk 1979).



**Figure 3.14: Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements**

#### 4.5.3 Facteur de réduction des tassements

L'estimation de la réduction de tassement est généralement le critère de conception dominant dans les sols traités par colonnes ballastées (figure 3.6). La plupart des méthodes de conception analytiques fournissent une prédiction directe du facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ), qui est défini comme le rapport de tassement du sol avant traitement ( $S_0$ ) divisé par le tassement du milieu composite obtenu après traitement ( $S_f$ ), soit :

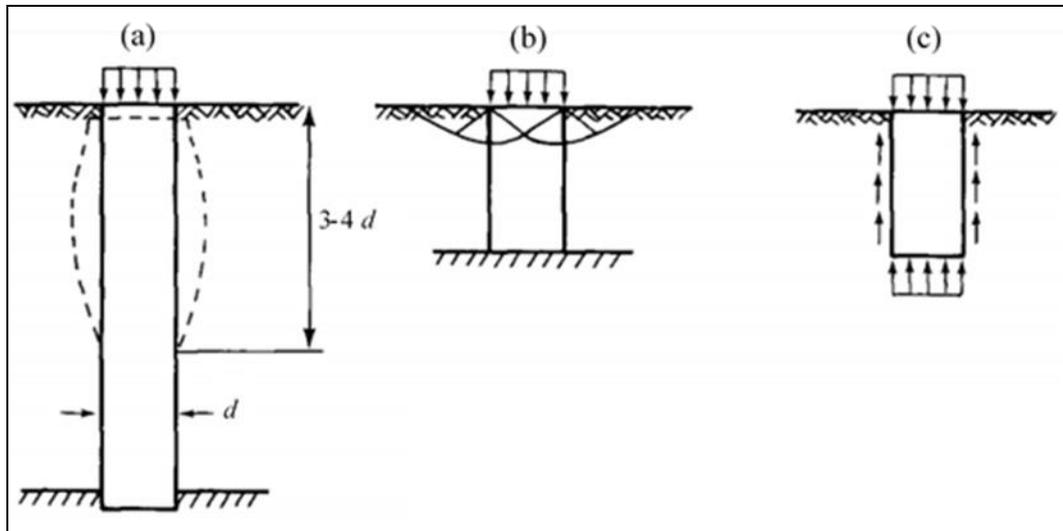
Suivant la densité du maillage et les conditions géotechniques rencontrées, ce facteur est généralement compris entre 1.5 et 4 sous charges réparties (CFMS 2011).

### 4.6 Mécanisme de rupture

#### 4.6.1 Colonne isolée

Les différentes publications (Hughes et Withers 1974 ; Hughes et al. 1975 ; Brauns 1978, 1980 ; Ambily et Gandhi 2007 ; Shivashankar et al. 2011 ; Mohanty et Samanta 2015) se rapportant à la capacité portante ultime d'une colonne isolée s'articulent autour de trois modes de rupture (figure 3.7), correspondant d'après Datye (1982) à des configurations géométriques bien différentes :

- Rupture par expansion latérale (figure 3.7-a) ;
- Rupture par cisaillement généralisé (figure 3.7-b) ;
- Rupture par poinçonnement (figure 3.7-c).

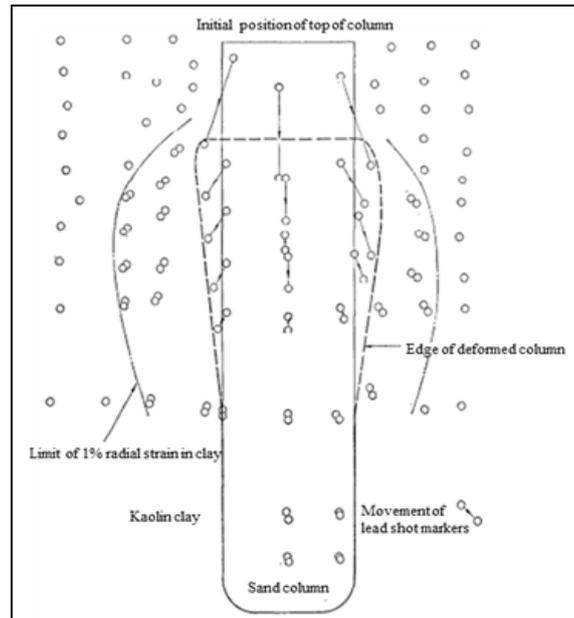


**Figure 3.15: Types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène d'après Datye (1982)**

#### 4.6.2 Rupture par expansion latérale

En 1974, Hughes et Withers ont réalisé la première investigation avec des modèles réduits sur le mode de rupture d'une colonne de sable installé dans une argile homogène « Kaolin clay ».

Les auteurs ont observé que les déformations verticales et latérales sont produites dans la partie supérieure de la colonne (figure 3.8). En outre, seule l'argile qui a une distance radiale de  $2.5d$  est tendue latéralement, tandis que le déplacement vertical des colonnes n'a pas été étendu au-dessous de  $4d$ . Pour conformer ces résultats Hughes et al. (1975) ont effectué des tests de chargement en vraie grandeur sur une colonne ballastée isolée. Le chargement a été effectué par une plaque circulaire de  $0.66$  m de diamètre qui est légèrement moins grande que le diamètre de la colonne. Après le chargement, le sol entourant la colonne a été excavé pour déterminer la forme de la colonne. Les auteurs ont constaté que la forme de la colonne est similaire à celle observée par Hughes et Withers (1974). En outre l'expansion comme prévue a été limitée à la zone supérieure. À partir des tests en modèle réduits, Ambily et al. (2007)(13) ont constaté que l'expansion maximum se concentre à une profondeur de  $0,5d$  à partir du haut.



**Figure3.16: Déformation d'une colonne de sable isolé (modèle réduit) sous charge axiale en tête (Hughes et Withers 1974)**

Lorsque la colonne est installée dans un sol stratifié, Shivashankar et al. (2011) ont remarqué que l'expansion se produit seulement dans la couche de sol la plus faible, de plus l'expansion croît avec l'augmentation de cette couche, en raison d'un confinement latéral moindre offert par ce sol. Au moyen de tests au laboratoire et d'une étude numérique, Mohanty et Samanta (2015) (14) ont constaté que l'expansion latérale de la colonne est plus importante dans le sol stratifié que dans le sol homogène. D'après les auteurs la longueur de l'expansion latérale augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche supérieure, mais elle est limitée à une longueur de  $2d$ . En outre, la profondeur de l'expansion maximale se trouve à une profondeur de  $0.5d$  à  $0.8d$  et elle est indépendante de l'épaisseur de la couche supérieure lorsqu'elle dépasse  $2d$ .

#### 4.6.3 Rupture par cisaillement généralisé

La rupture par cisaillement se produit généralement dans les colonnes sous les fondations rigides. La figure 1.9 illustre la contribution la plus connue sur ce sujet (Brauns 1978), qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne et développé jusqu'à une profondeur notée  $h$  (Soyer 1985), exprimé comme suit :

$$h = d \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right)$$

Avec  $\varphi_c$  est l'angle de frottement interne du matériau de la colonne ballastée.

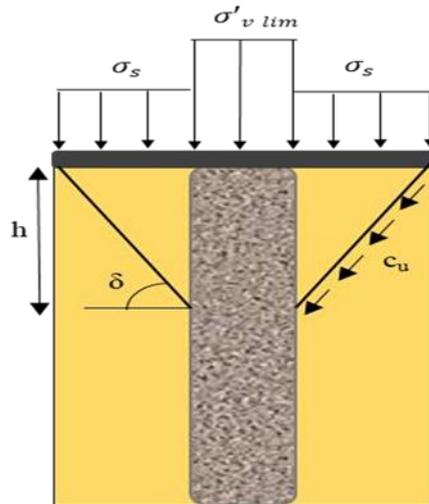


Figure 3.17: Rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête d'après Brauns (1978)

#### 4.6.4 Rupture par poinçonnement

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement est obtenu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale ( $z$ ) qui se transmet dans la colonne (figure 3.10). La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne peut être exprimée d'après Brauns (1980) par l'équation suivante :

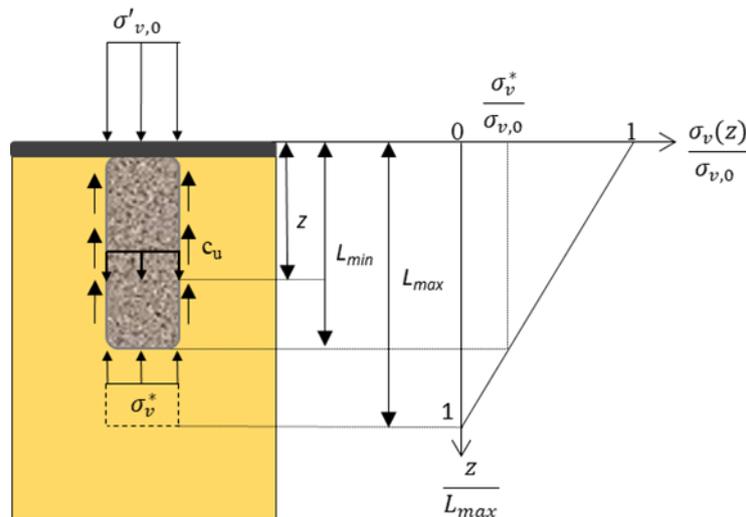
$$\sigma_v(z) = \sigma_{v,0} + z\left(\gamma - 2\frac{c_u}{r_c}\right)$$

Avec :

- $\sigma_{v,0}$  : la contrainte verticale qui lui est appliquée en tête ;
- $\gamma$  : poids volumique de la colonne ;
- $r_c$  : rayon initial de la colonne.

Pour éviter le poinçonnement, il faut que la contrainte verticale  $\sigma_v$  ( $L_{min}$ ) ne doit pas excéder la contrainte verticale limite de la base de la colonne dont la valeur usuellement utilisée pour les pieux est de  $9 c_u$ . La profondeur de traitement devrait vérifier la condition suivante :

$$L_{min} < L < L_{max}, \text{ Avec : } L_{min} = \frac{1}{2} r_c \left( \frac{\sigma_{v,0}}{c_u} - 9 \right) \text{ et } L_{max} = \frac{1}{2} r_c \left( \frac{\sigma_{v,0}}{c_u} \right)$$



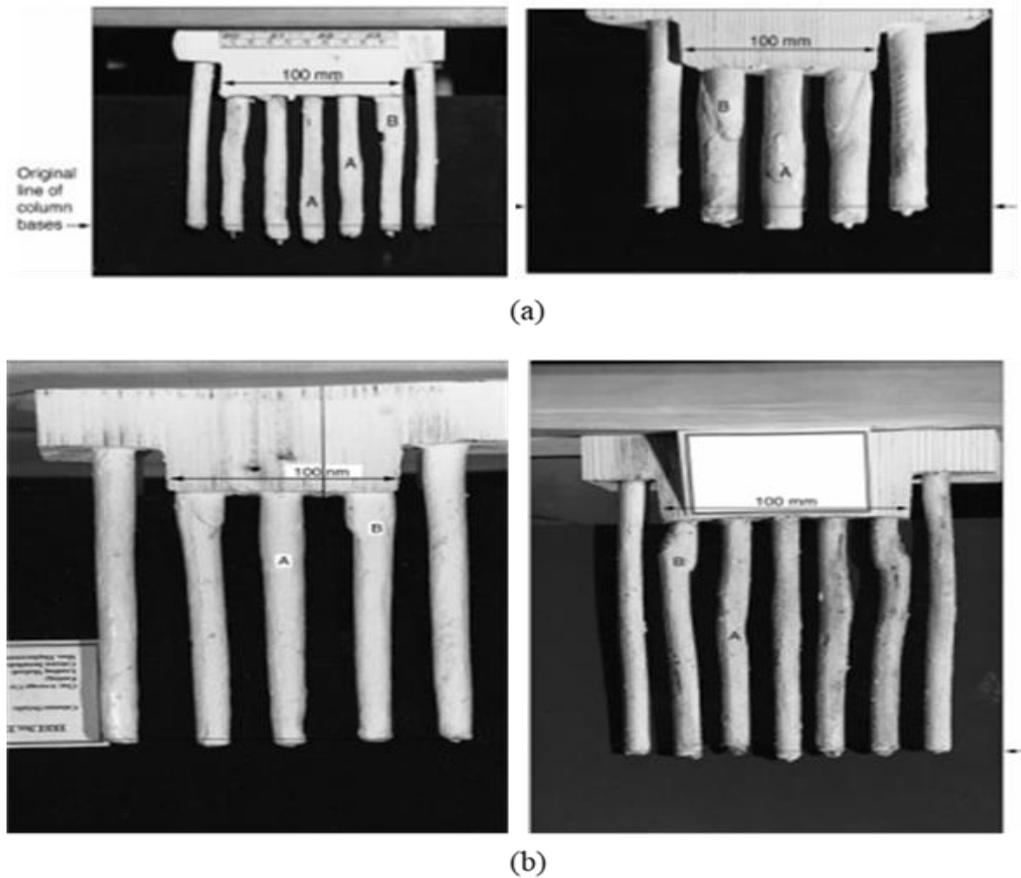
**Figure 3.18: Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée sous charge axiale en tête (Brauns 1980)**

#### 4.6.5 Groupe de colonnes

Le mécanisme de rupture d'un groupe de colonnes ballastées sous une fondation rigide ou souple (flexible) est très différent de celui d'une colonne isolée, et c'est un multiple des modes de ruptures (cisaillement, flexion, expansion et poinçonnement).

Muir Wood et al. (2000) ont effectué des essais sur un modèle réduit de groupe de colonnes ballastées soumit à une charge répartie à l'aide d'une semelle circulaire. Le programme expérimental consiste d'étudier l'effet des variations de  $d$ ,  $L$  et  $s$  sur le comportement des colonnes. À partir des photographies représentées dans la figure 3.11 (enregistrées après le chargement à la rupture), les auteurs ont constaté que le mode de déformation des colonnes dépend de la configuration géométrique des colonnes :

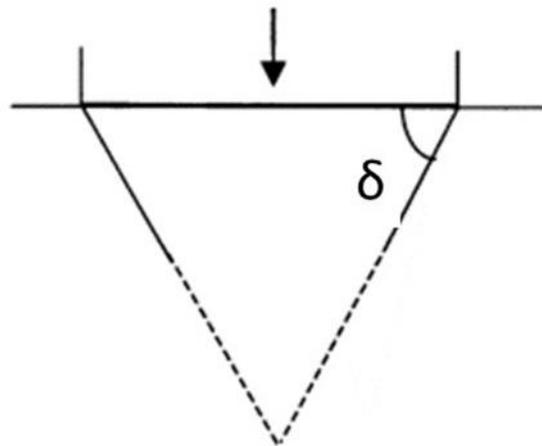
- Si la colonne est chargée et bien qu'elle a la possibilité de s'étendre radialement, la contrainte moyenne dans la colonne augmente et l'expansion se produit (colonne A dans la figure 3.11).
- Si la colonne est soumise à un taux de chargement élevé avec une faible retenue latérale, alors un plan de rupture par cisaillement diagonal peut se former à travers la colonne (colonne B dans la figure 3.11).
- Si la colonne est suffisamment courte pour qu'une charge significative soit transmise à la base de la colonne, elle pénétrera alors dans l'argile sous-jacente (figure 3.11-a). Au fur et à mesure que la longueur de la colonne ( $L$ ) augmente, la pénétration diminue du fait que la charge se transfère de moins en moins à la base des colonnes (figure 3.11b).



**Figure 3.19: Photographies montrant la déformation d'un groupe de colonnes d'après Muir**

- Colonnes courtes
- Colonnes longues

Les résultats principaux à tirer de ces observations physiques est que la géométrie de la fondation interagit avec la géométrie des colonnes en produisant un mécanisme de déformation éventuel dans les colonnes. En outre, la profondeur à laquelle la déformation se produit dans les colonnes individuelles est principalement contrôlée par le diamètre de la fondation elle-même et non pas par le diamètre des colonnes.



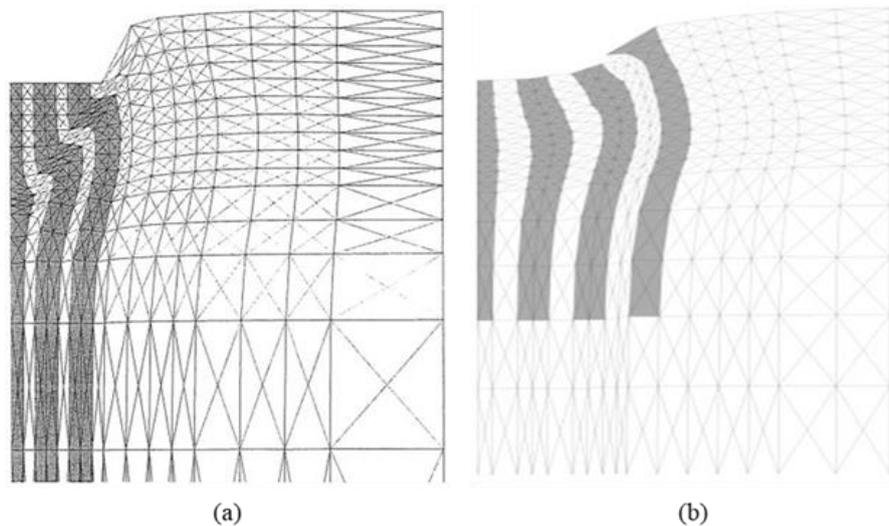
**Figure 3.20: Schéma du cône produit sous la fondation d'après Muir Wood et al. (2000)**

McKelvey et al. (2004) ont étudié au laboratoire le comportement de petits groupes de colonnes de sable chargées par des semelles circulaires, filantes et carrées. La série de tests a été effectuée par des colonnes courtes ( $L/d = 6$ ) et plus longues ( $L/d = 10$ ). Une caméra a été installée pour suivre la déformation des colonnes. Les photographies montrent que les colonnes ont été renflées seulement dans les directions non confinées (loin des colonnes voisines). D'après McKelvey et al. (2004), la raison principale de ça est le confinement apporté par les colonnes voisines. Les colonnes courtes ( $L/d = 6$ ) ont été renflées et aussi pénétrées dans l'argile molle sous-jacente. La pénétration est d'environ 5 mm et le renflement a eu lieu sur toute la longueur des colonnes. Les colonnes plus longues ( $L/d = 10$ ) ont été déformées significativement seulement dans la région supérieure, et la colonne centrale se déformait moins que les colonnes de bord, encore une fois en raison de le confinement fourni par les colonnes voisines.

Wehr (2004) a effectué une analyse numérique par la méthode des éléments finis pour étudier le mode de déformation d'un groupe de colonnes sous une fondation rigide. Les résultats de cette analyse numérique ont été comparés aux études expérimentales de Hu (1995). Après le déplacement de la fondation (10 mm), l'auteur a constaté qu'il y a une partie du sol en forme de coin sous la semelle qui ne subit presque aucune déformation, au bord de ce coin une zone de cisaillement se concentre dans la colonne et dans l'argile environnante ayant la même inclinaison. Cette zone se concentre entre le coin de la semelle et la colonne centrale et elle ne s'étend jusqu'à une profondeur limitée en fonction des mouvements des colonnes par rapport au sol environnant. Différents modes de déformations ont été observés par l'auteur à savoir l'expansion, le cisaillement et le poinçonnement. L'expansion a lieu dans la colonne centrale, et le cisaillement se concentre dans les colonnes médianes et de bord (figure 3.13-a). Wehr (2004) a remarqué aussi que si la longueur des colonnes est réduite à  $1.1 D$  (avec  $D$  est le diamètre de la semelle), un poinçonnement significatif se produit à la base des colonnes.

Sur la base des essais par des modèles réduits, Hu (1995) a suggéré une longueur critique de  $1.5 D$  pour que le poinçonnement sera insignifiant. Cependant, d'après Wehr (2004) cette longueur ( $1.5 D$ ) ne peut pas être une valeur constante, car elle dépend des paramètres de sol choisis.

En 2006, Wehr a étudié le mode de déformation de groupe de colonnes chargé par une fondation souple (flexible) et a comparé cela avec l'analyse précédente (Wehr 2004), dans lequel il a utilisé une fondation rigide. Après le déplacement de la fondation (20 mm), l'auteur a constaté que le coin non déformé qui a été observé sous la fondation rigide (Wehr 2004), n'est pas apparu dans le cas d'une fondation souple et aucun cisaillement de colonnes n'a été observé, par contre l'expansion a lieu dans toutes les colonnes comme la montre la figure 3.20 b.



**Figure 3.21: Déformation des groupes de colonnes**

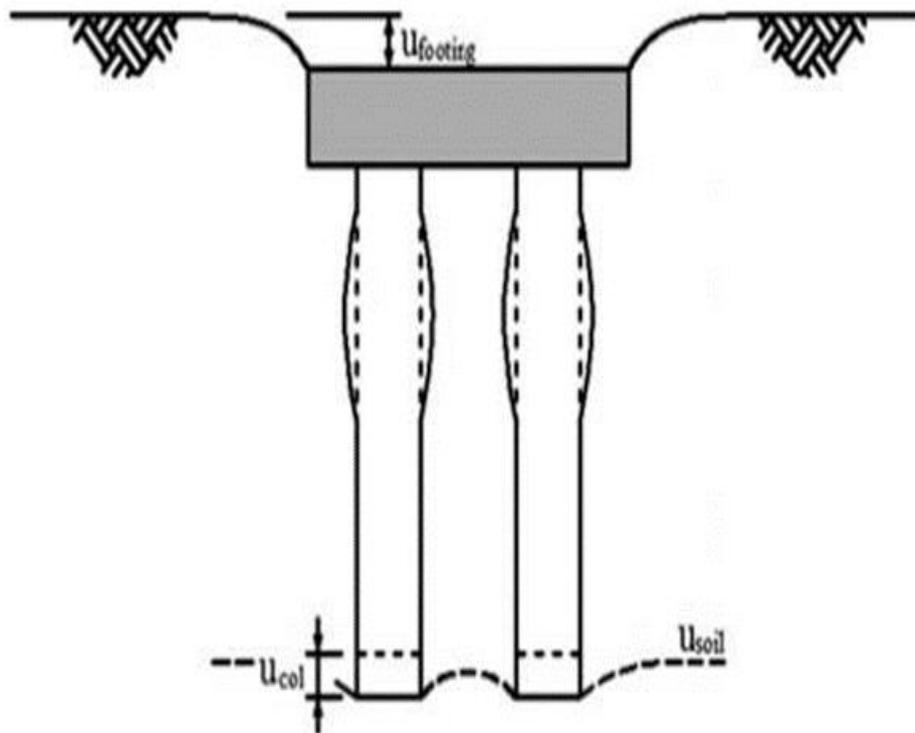
- Colonnes sous fondation rigide ;
- Colonnes sous fondation flexible

McCabe et Killeen (2016) ont étudié numériquement à l'aide de Plaxis 3D le mode de déformation d'un groupe de 9 colonnes (avec  $L = 3, 8, 13.9$  m) chargé par une semelle carrée. En observant les zones de déformation de cisaillement, les auteurs ont constaté que dans les colonnes courtes ( $L = 3$  m) la majorité de ces zones se concentre sous la base des colonnes, ce qu'indique d'après les auteurs le poinçonnement, de plus les colonnes moins espacées tendent à poinçonner comme un bloc, alors que les colonnes largement espacées tendent à poinçonner individuellement. Le mode de déformation par expansion latérale a été remarqué dans les plus longues colonnes ( $L = 8$  et  $13.9$  m), dans lesquelles l'emplacement de l'expansion maximale reste constant à une profondeur d'environ 2.5 m, qui est proche au sommet de l'argile la plus moue. Simultanément, les auteurs ont observé un mode de déformation secondaire sous la

forme d'un plan de cisaillement entre le coin de la semelle et le point de l'expansion maximal qui est semblable à une rupture de cisaillement générale. Ce mécanisme est similaire à celle observé expérimentalement par des essais en modèle réduit par Muir Wood et al. (2000) et confirmé numériquement par Wehr (2004). McCabe et Killeen (2016) ont suggéré que le mode de déformation d'un groupe de colonnes sous une fondation rigide peut être contrôlé par deux facteurs, donnés comme suit :

- Facteur de compression =  $\frac{u_f - u_c}{u_f}$
- Facteur de poinçonnement =  $\frac{u_c - u_s}{u_f}$

Où, sont respectivement les déplacements totaux de la fondation, de la colonne et du sol environnant les colonnes (figure 3.14).



**Figure 3.22: Schéma illustrant les déplacements, *tu*s (McCabe et Killeen 2016)**

À titre d'exemples, si le facteur de compression est faible et le facteur de poinçonnement est élevé le mode de déformation principale est le poinçonnement parce qu'une grande proportion de la charge est transférée à la base, tandis que si le facteur de compression est élevé et le facteur de poinçonnement est faible alors l'expansion est le mode de déformation principale car le transfert de la charge vers la base est limité par une déformation radiale excessive de la colonne.

## 4.7 Capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée

### 4.7.1 Rupture par expansion latérale

#### a. Greenwood (1970)

Greenwood (1970) est le premier auteur qui a proposé une solution pour l'évaluation de la capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée. Cette solution a été élaborée par une analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette de matériau pulvérulent (de même angle de frottement que le ballast) subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne.

D'après l'auteur, la capacité portante ultime ( $q_u$ ) à la tête de la colonne au moment de la rupture est donnée par :

$$q_u = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \sigma'_{h \text{ lim}}$$

Avec  $\sigma'_{h \text{ lim}}$  est la contrainte horizontale effective maximale du sol (étirement latérale) donné à partir d'essais triaxiaux comme suit :

$$\sigma'_{h \text{ lim}} = \gamma z_{exp} k_{ps} + 2c_u \sqrt{k_{ps}}$$

Où  $\gamma_s$  est le poids unitaire de sol,  $z_{exp}$  est la profondeur moyenne de l'expansion,  $k_{ps}$  est le coefficient de pression passive du sol  $\left(K_{ps} = \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s}\right)$ , avec  $\varphi_s$  est l'angle de frottement du sol. L'étirement latérale peut être donné aussi à partir d'essais pressiométrique de Ménard, sous la forme  $\sigma'_{h \text{ lim}} = pl - u$

Avec  $u$  est la pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

#### b. Hughes et Withers (1974)

À partir des essais au laboratoire, Hughes et Withers (1974) ont indiqué que lorsque la colonne se dilate la résistance radiale du sol atteint une valeur limite à laquelle la rupture par expansion se produit. Les auteurs ont indiqué que la capacité portante ultime de la colonne ballastée est contrôlée principalement par la réaction radiale maximale du sol contre l'expansion. La capacité portante ultime d'après Hughes et Withers (1974) est donnée comme suit :

$$q_u = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) (\sigma'_{h,0} + 4c_u)$$

Où  $\sigma'_{h,0}$  est la contrainte horizontale effective initiale dans le sol avant la construction de la colonne.

### c. Rupture par cisaillement généralisé

Sur la base des observations à partir des essais triaxiaux, Brauns (1978) a développé une formule définie dans l'équation (1.12) pour l'évaluation de la capacité portante ultime en tête de la colonne. Cette méthode prend en considération une surcharge ( $\sigma_s$ ) appliquée à la surface du sol, autour de la fondation placée en tête de la colonne.

Avec :

$$q_u = \left[ \sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] \cdot [1 + \sin(2\delta)] \cdot \left[ 1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] \cdot K_{pc} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

- $K_{pc}$  : coefficient de pression passive du ballast,  $K_{pc}$
- $\delta$  : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale.

### d. Rupture par poinçonnement

Comme précédemment indiqué dans la section (1.6.1-c), le poinçonnement se produit lorsque  $L \leq L_{min}$ . D'après les recommandations de SFMS (2011), la capacité portante ultime en tête de la colonne est donnée par la formule suivante :

$$q_u = 9c_u + L \left( \frac{1}{r_c} - \gamma_c \right)$$

## 5. Conclusion

Ce chapitre met l'accent sur quelques connaissances fondamentales concernant la méthode d'amélioration des sols à travers des colonnes ballastées. Une plus grande concentration de pression est placée sur les colonnes ballastées que sur le sol environnant en raison de leur résistance et de leur rigidité plus élevées que le sol traité. Par conséquent, les principaux objectifs des colonnes ballastées sont de réduire le poids et d'augmenter la signification des fondations rigides et souples. (isolated semelle, radiate, remblai, and dallage).

La fiabilité de la technique est liée généralement à la nature du sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante et pérenne avec le temps pour assurer le confinement du ballast. Les performances de la technique dépendent aussi du procédé de l'installation. Les colonnes exécutées par voie sèche (vibro-displacement) et notamment avec alimentation en bas produisent généralement des améliorations plus élevées que les colonnes exécutées par voie humide (vibro-replacement), parce que la continuité de la colonne est assurée en utilisant le procédé de la première méthode, contrairement à la deuxième méthode où il y'a un risque de mélange du ballast avec le sol. Cependant, le diamètre est plus important dans le cas des colonnes exécutées par voie humide.

Le mécanisme de rupture d'un petit groupe de colonnes sous les fondations de surface est considérablement différent de la mécanique d'éruption d'une seule colonne ballastée chargée dans la tête. La longueur de la colonne a un impact significatif sur la façon dont les colonnes solitaires ballastées sont brisées. Alors que le mécanisme de rupture d'un groupe de colonnes est assez compliqué et consiste en de nombreux modes de déformation différents, la mécanique de déformation d'une seule colonne dépend principalement de son emplacement par rapport à la fondation ainsi que de sa longueur et de son espacement.

Enfin, il convient de noter que le traitement de la colonne de ballast est une méthode très efficace pour améliorer les performances des travaux à base de sol doux ; cependant, il ne peut pas être considéré comme un élément de fondation car il n'améliore que le comportement du sol traité en général.

# **C**hapitre 4

*Modélisation*

*Numérique*

## 1. Introduction

L'objectif de la modélisation en géotechnique est d'être « au sens large ». La recherche d'une réponse ou d'une solution à un problème est souvent nécessaire. Il est particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil fort, elle ne cesse d'évoluer depuis les années cinquante. La modélisation est aujourd'hui présente dans tous les secteurs sans exception. Ce chapitre sera utilisé avec un logiciel en des fins d'élément (PLAXIS 8.2). La comparativité entre les résultats d'un modèle bidimensionnel, cette étude porte sur la stabilité d'un remblai sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées par géo synthétiques en appliquant : la méthode numérique bidimensionnelle avec des colonnes ballastées entourées par des nappes géo synthétiques (2D) Abusharar et Han (2011) ont utilisé le modèle présenté sur la figure 4.1. Quoique ce modèle ne permet pas d'évaluer la stabilité du remblai posé sur un sol contenant des colonnes ballastées encapsulées par des géo synthétiques. Ce modèle est donc utilisé dans cette étude comme modèle de base pour l'analyse de la stabilité du remblai. Ce remblai de 5 m de haut présente un angle  $\beta = 26,6^\circ$  avec l'horizontale (pente 1/2). La cohésion est grandement réduite en adoptant une couche de surface pour prévenir la pente contre le glissement superficiel et rendre la surface glissement développée dans le sol compressible.

La surface de protection et le remblai sont posés sur un sol comprimé d'une épaisseur de 10 m. Des colonnes ballastées sont installées sur un sable compact pour traiter la couche du sol compressible. Une section circulaire de diamètre  $d_c$  de 0,80 m est présente dans les colonnes. En outre, l'espace entre les colonnes est de 4 m. Seulement le demi du modèle est retenu en raison de la symétrie longitudinale et transversale.

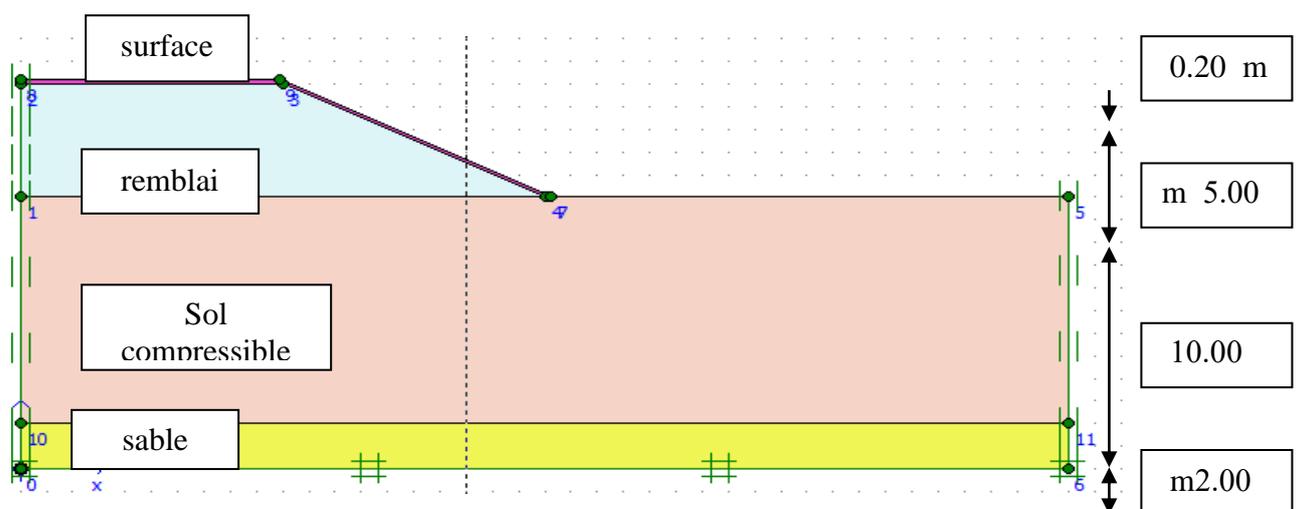


Figure 4.1: Coupe du modèle de calcul remblai sans renforcement.

## 2. Modélisation numérique

Le remblai, la surface, le sol compressible, le sable et les colonnes ballastées sont réglementés par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr- Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Le poids volumique, le module Young E, le coefficient de Poisson, la cohésion c, l'angle de frottement interne des sols et l'angle de dilatance = (association) sont les caractéristiques de ce critère. Le tableau 4.1 présente les valeurs des paramètres utilisés. La couche du sable au-dessous des colonnes ballastées est compacte et une grande valeur du module Young E est adoptée.

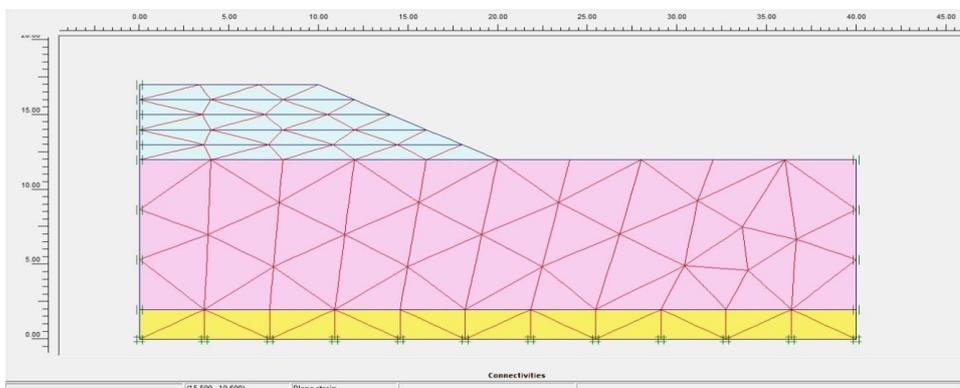
	Diamètre ou Epaisseur du mur d	Module d'Young E	Coefficient de Poisson $\nu$	Poids volumique $\gamma$	Angle de frottement $\phi$	Cohésion c
Unité	m	kpa		KN/m <sup>3</sup>	°	KPa
Remblai		30	0,30	18	32	0
Sol compressible		4	0,45	16	0	20
Sable		100	0,30	18	30	0
Colonne ballasté	0,800	40	0,30	17	38	0

**Tableau 4.1: Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Zhang *et al.***

La modélisation des géo synthétiques se fait avec le code plaxis et l'élément de structure « geogrid ». Pour utiliser l'élément géogrid, il est nécessaire d'indiquer la raideur J. tel que  $J = 500$  kN/m Figure 2 Maillage utilisé pour l'étude la stabilité du remblai en calcul bidimensionnel. Le maillage est très complexe et le temps de calcul est très long. Les limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, tandis que les déplacements sont bloqués dans toutes les directions pour la base du modèle.

**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. ( $u_x = u_y = 0$ ).



**Figure 4.224: Maillage du modèle.**



Figure 4.25: le niveau de la nappe phréatique (NPP).

## 2.1. Liste des phases

La stabilité des remblais sur sols mous est critique à court terme, également que le cercle le plus défavorable est centré sur la droite à mi-pente. C'est toujours un cercle profond qui est sur la plateforme.

Le calcul s'effectue par le logiciel Plaxis 2D. On va construire le remblai par étapes, le principe de cette méthode est de construire des hauteurs successives juste suffisantes ( $F > 1.5$ ) et d'attendre la consolidation du sol due à la 1<sup>ère</sup> couche puis le deuxième.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 day	0	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Consolidation	Staged Construction	5,00 day	1	1	8
✓ <Phase 2>	2	1	Consolidation	Staged Construction	10,00 day	2	9	16
✓ <Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 day	2	17	19
✓ <Phase 4>	4	3	Consolidation	Staged Construction	15,00 day	4	20	35
✓ <Phase 5>	5	4	Consolidation	Staged Construction	20,00 day	5	36	43
✓ <Phase 6>	6	5	Consolidation	Staged Construction	200,00 day	6	44	59
✓ <Phase 7>	7	6	Plastic	Staged construction	5,00 day	6	60	64
✓ <Phase 8>	8	7	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 day	6	65	164

Figure 4.4: Listes des phases.

**PhaseN°01** : on va construire le remblai par couche la 1<sup>ère</sup> couche de 1 m consolidation 5 jours.

**PhaseN°02**: la 2<sup>ème</sup> couche de 1 m consolidation 10 jours.

**PhaseN°03** : la 3<sup>ème</sup> couche de 1 m consolidation 15 jours.

**Modélisation numérique**

**PhaseN°04** : la 4<sup>ème</sup> couche de 1 m la consolidation prend 20 jours.

**PhaseN°05** : la 5<sup>ème</sup> couche de 1 m la consolidation prend 200 jours.

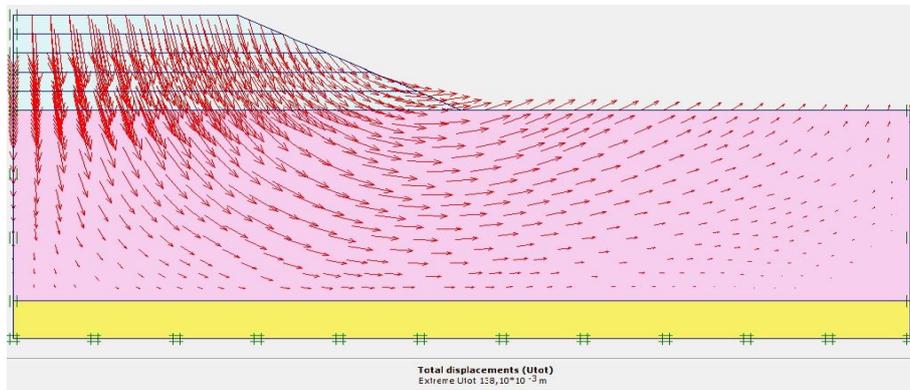
**PhaseN° 06**: analyse des stabilités de chaque couche en état plastic.

**PhaseN°07** : analyse en phi/c réduction.

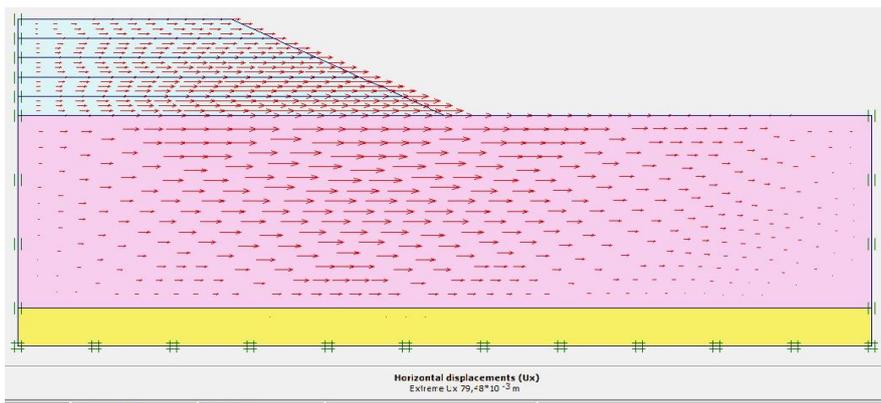
## 2.2. Résultats de calcul

Les résultats obtenus après analyse ont pour but l'observation et la déduction de l'influence de certains paramètres sur le comportement du modèle et les résultats que PLAXIS fourni.

Afin d'identifier les paramètres influençant sur le comportement du remblai, nous avons choisis plusieurs cas d'étude.



**Figure 4.5 : le déplacement total.**



**Figure 4.6: le déplacement horizontal.**

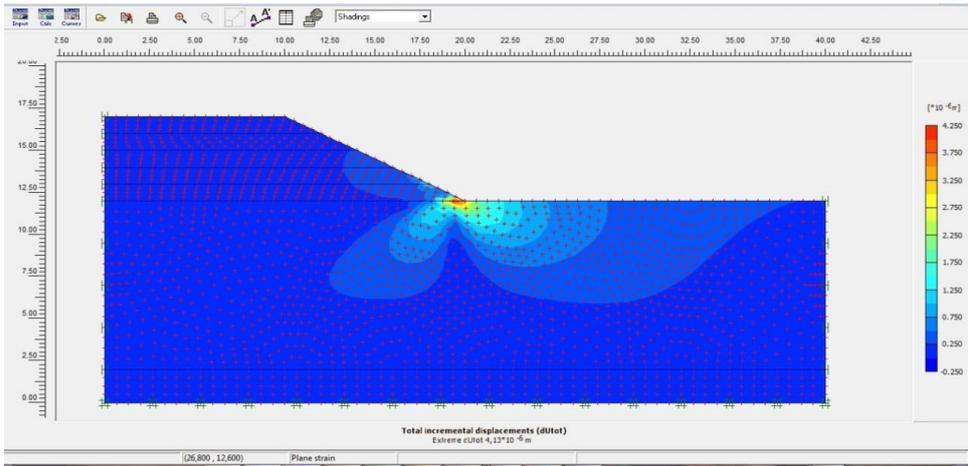


Figure 4.7: le déplacement total en shading.

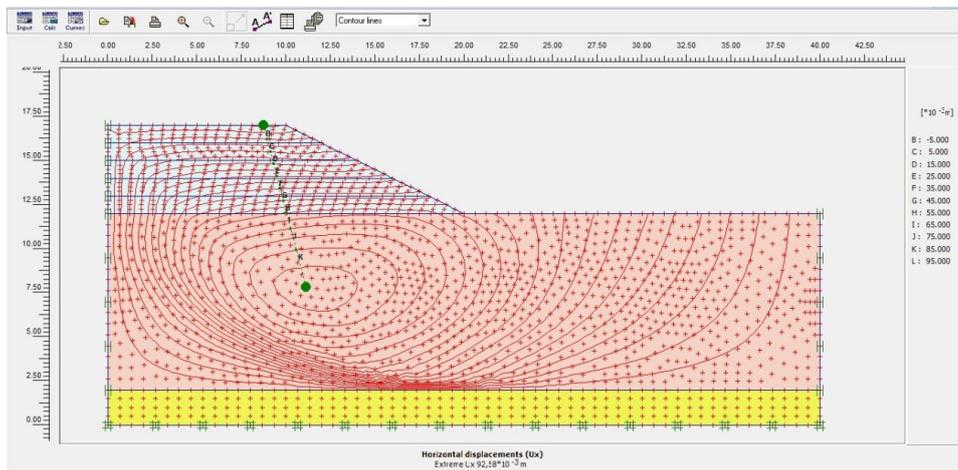


Figure 4.8: le déplacement horizontal.

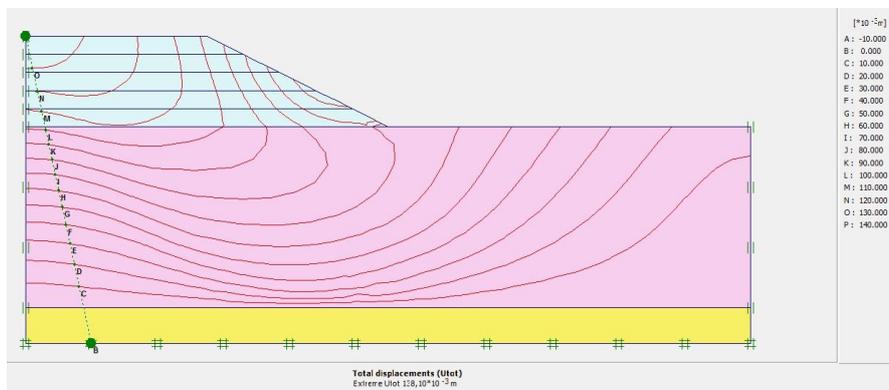


Figure 4.9: La ligne de contour pour déplacement total.

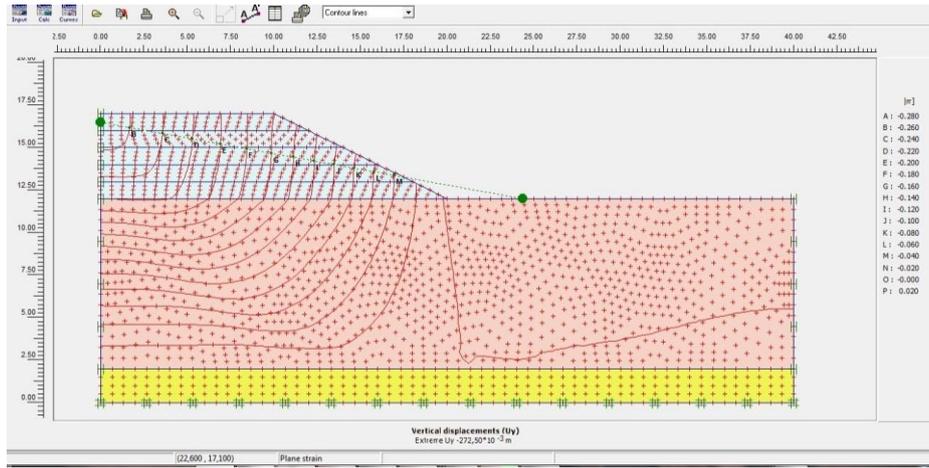


Figure 4.10: la ligne de contour pour déplacement Vertical.

Dimensionnement du modèle de colonne ballasté.

2<sup>ème</sup> cas : Remblais avec colonnes ballastées.

a. Dimensions du modèle : les coordonnées des points qui forme le 2<sup>ème</sup> modèle.

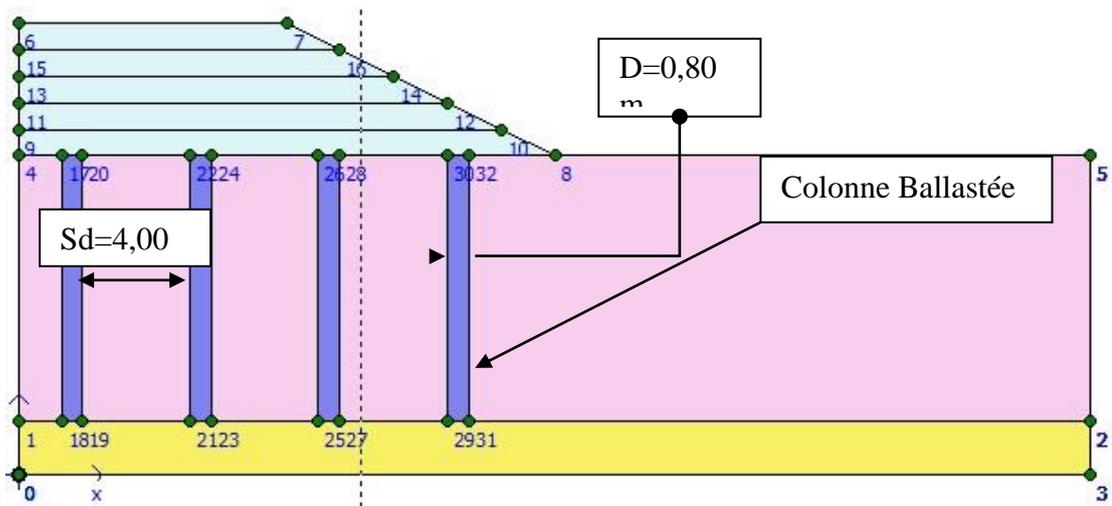


Figure 4.11: Coupe du modèle de calcul, 2<sup>ème</sup> cas (Remblais avec Colonne de Ballast).

### 2.3. Liste des phases

La stabilité des remblais sur sols mous est critique à court terme, également que le cercle le plus défavorable est centré sur la droite à mi-pente. C'est toujours un cercle profond qui est sur la plateforme. Le calcul s'effectue par le logiciel Plaxis 2D.

On va construire le remblai par étapes, le principe de cette méthode est de construire des hauteurs successives juste suffisantes ( $F > 1.5$ ) et d'attendre la consolidation du sol due à la 1<sup>ère</sup> couche puis la deuxième.

**PhaseN°01** : on va construire le remblai par couche la 1<sup>ère</sup> couche de 1 m consolidation 5 jours.

**PhaseN°02**: la 2<sup>ème</sup> couches de 1 m consolidation 10 jours.

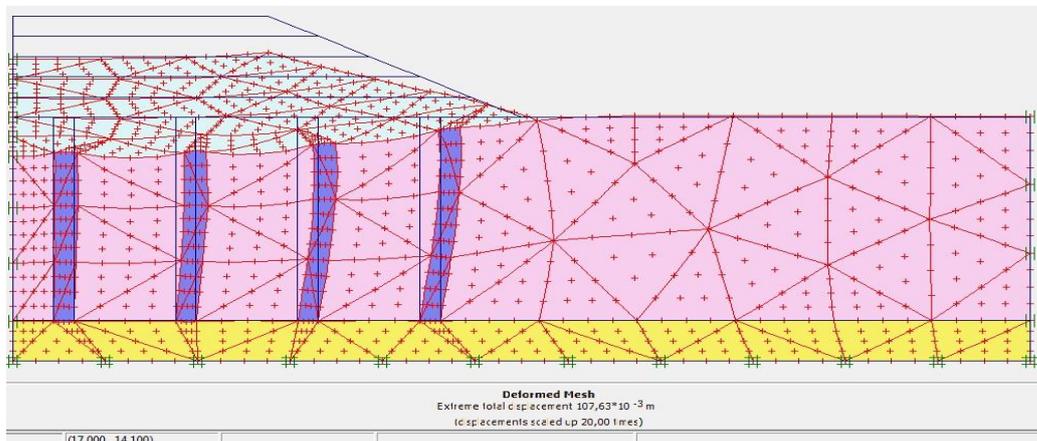
**PhaseN°03** : la 3<sup>ème</sup> couche de 1 m consolidation 15 jours.

**PhaseN°04** : la 4<sup>ème</sup> couche de 1 m la consolidation prend 20 jours.

**PhaseN°05** : la 5<sup>ème</sup> couche de 1 m la consolidation prend 200 jours.

**PhaseN° 06**: analyse des stabilités de chaque couche en état plastic.

**PhaseN°07** : analyse en phi/c réduction.



**Figure 4.12** Maillages de déformation par éléments finis du projet.

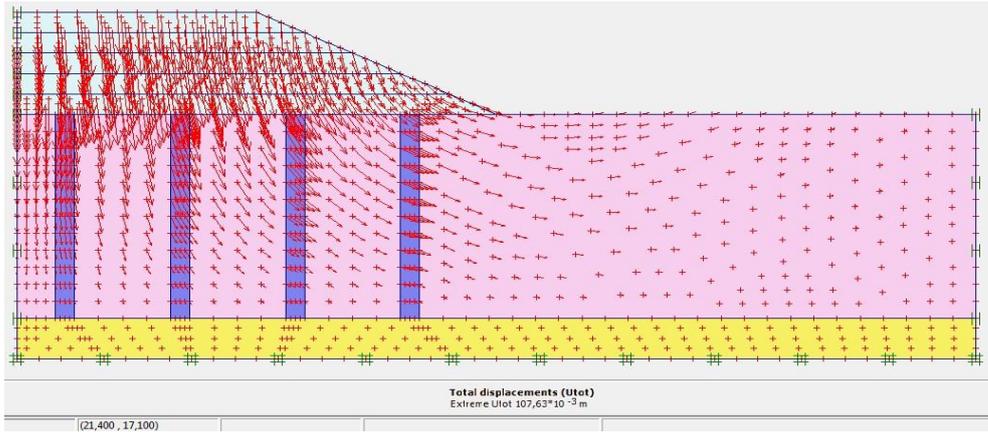


Figure 4.13: le déplacement total.

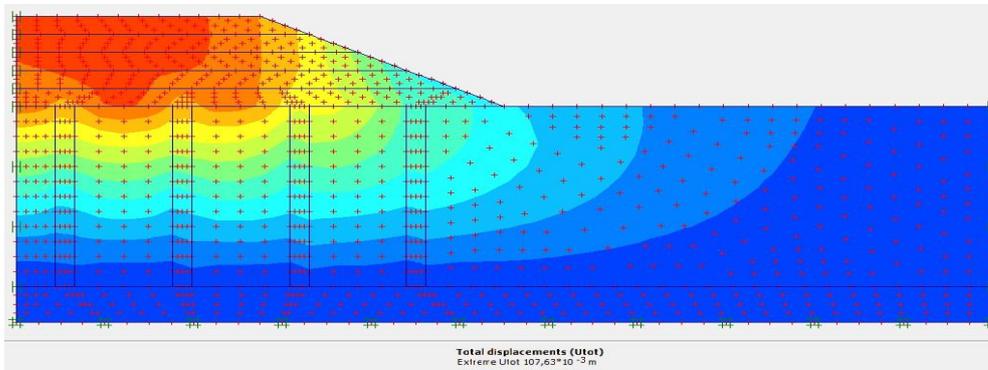


Figure 4.14: Incréments de déplacement total (ombre).

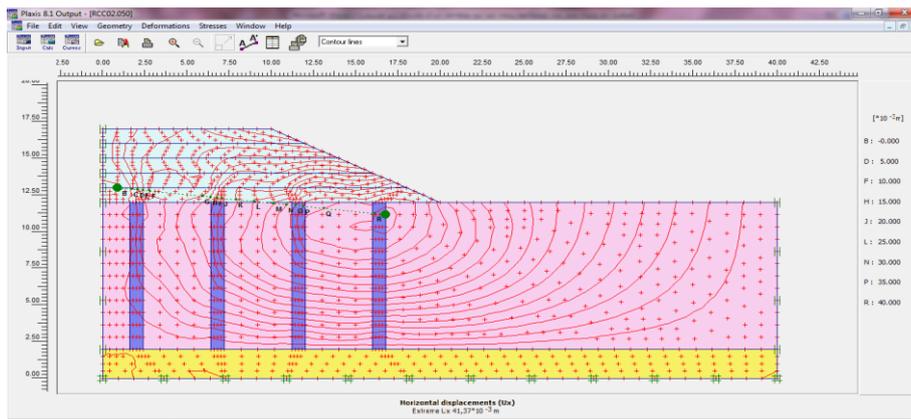


Figure 4.15: Le déplacement le contour horizontal.

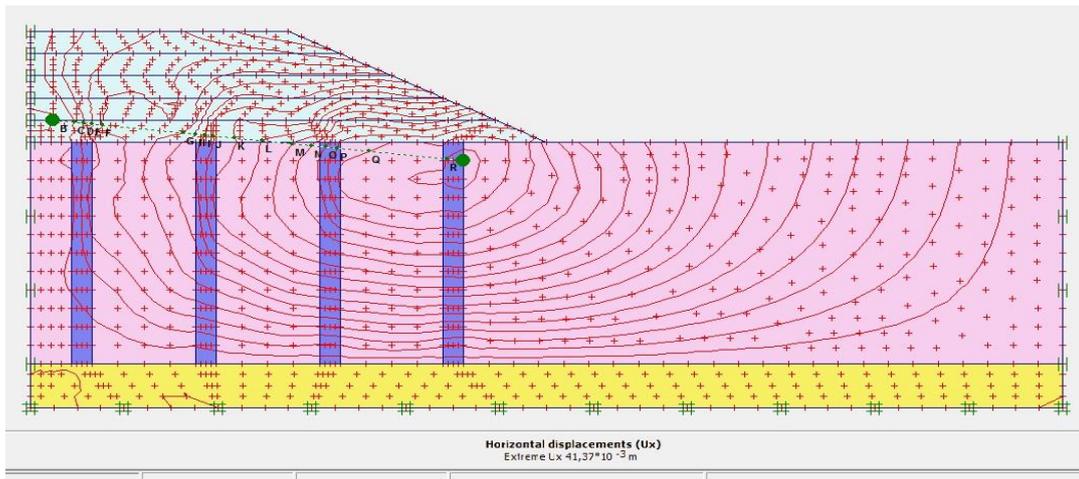


Figure 4.16: la ligne de contour pour déplacement Horizontal.

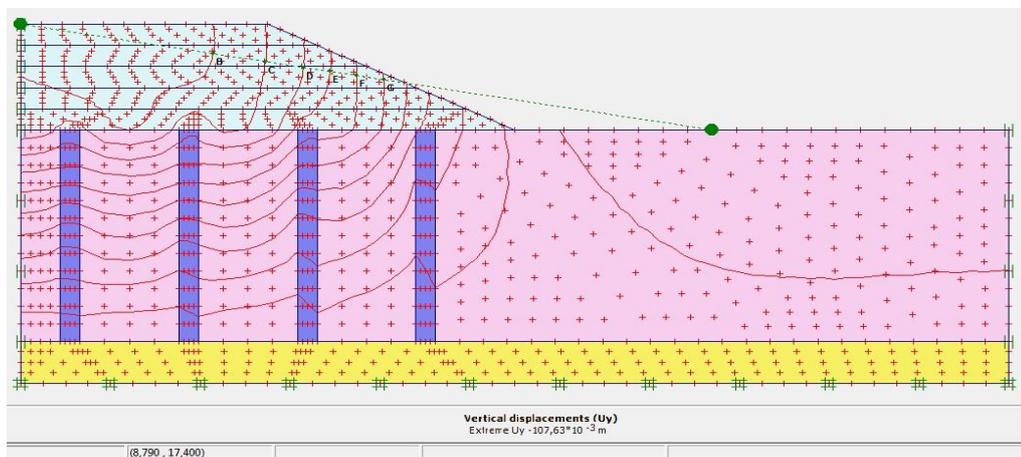


Figure 4.17: la ligne de contour pour déplacement vertical.

#### 2.4. Liste des phases

La stabilité des remblais sur sols mous est critique à court terme, également que le cercle le plus défavorable est centré sur la droite à mi-pente. C'est toujours un cercle profond qui est sur la plateforme.

Le calcul s'effectue par le logiciel Plaxis 2D. On va construire le remblai par étapes, le principe de cette méthode est de construire des hauteurs successives juste suffisantes ( $F > 1.5$ ) et d'attendre la consolidation du sol due à la 1<sup>ère</sup> couche puis la deuxième.

**Phase N°01** : on va construire le remblai par couche la 1<sup>ère</sup> couche de 1 m consolidation 5 jours.

**Phase N°02** : la 2<sup>ème</sup> couche de 1 m consolidation 10 jours.

**Phase N°03** : la 3<sup>ème</sup> couche de 1 m consolidation 15 jours.

**Phase N°04** : la 4<sup>ème</sup> couche de 1 m la consolidation prend 20 jours.

#### Modélisation numérique

PhaseN°05 : la 5<sup>ème</sup> couche de 1 m la consolidation prend 200 jours.

PhaseN°06 : analyse de stabilité: de chaque couche en étatplastic.

PhaseN°07 : analyse en phi/c réduction.

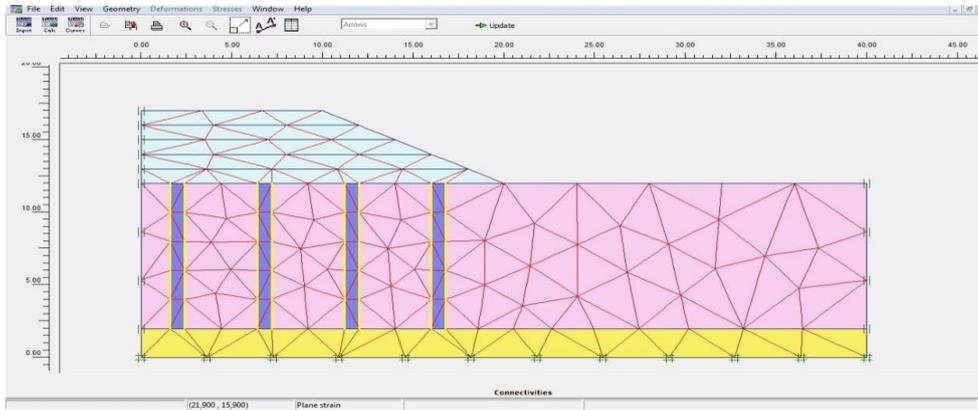


Figure 4.18: Maillage du modèle RSCCBG.

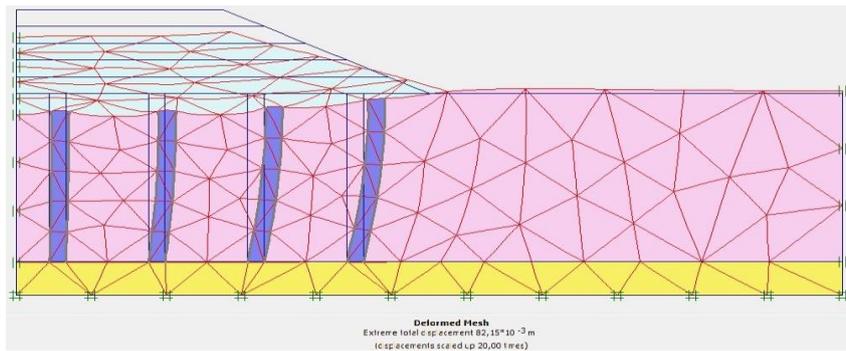


Figure 4.19: le maillage de deformation.

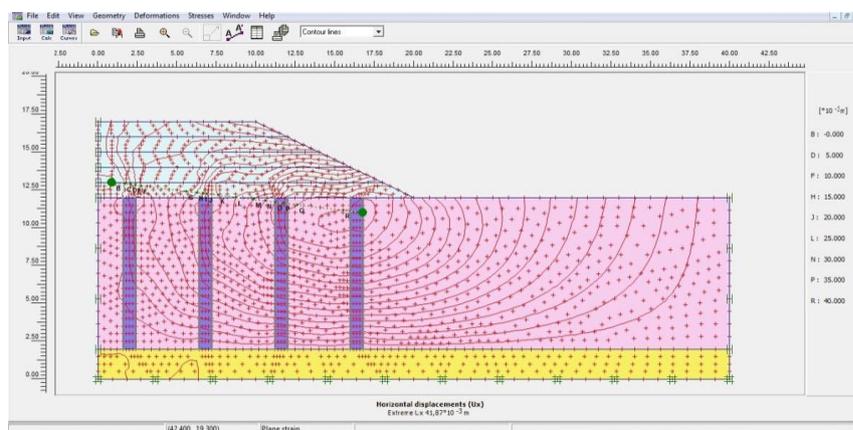


Figure 4.20: ligne de contour pour déplacement Horizontal.

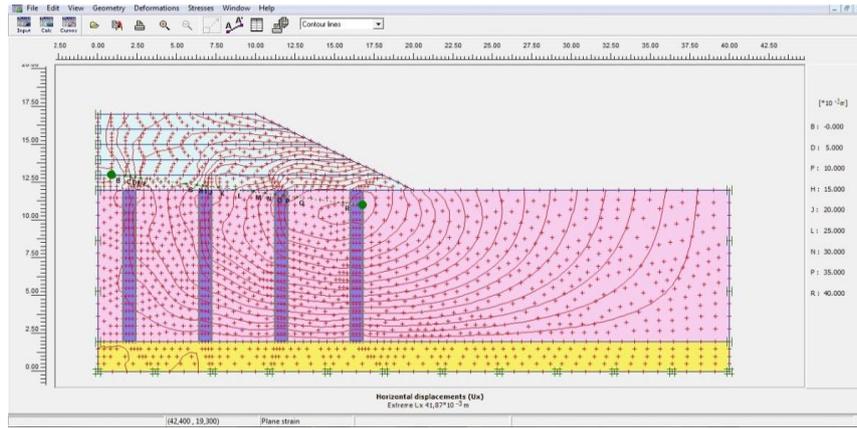


Figure 4.21: ligne de contour pour déplacement Horizontal.

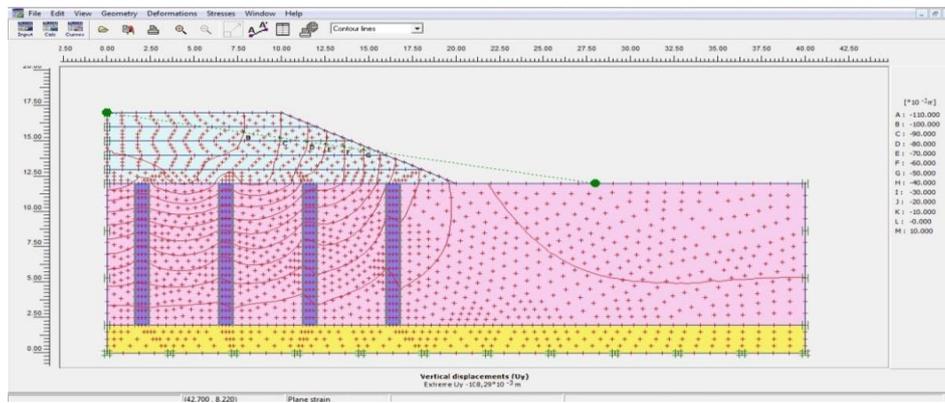


Figure 4.22: la ligne de contour pour déplacement vertical.

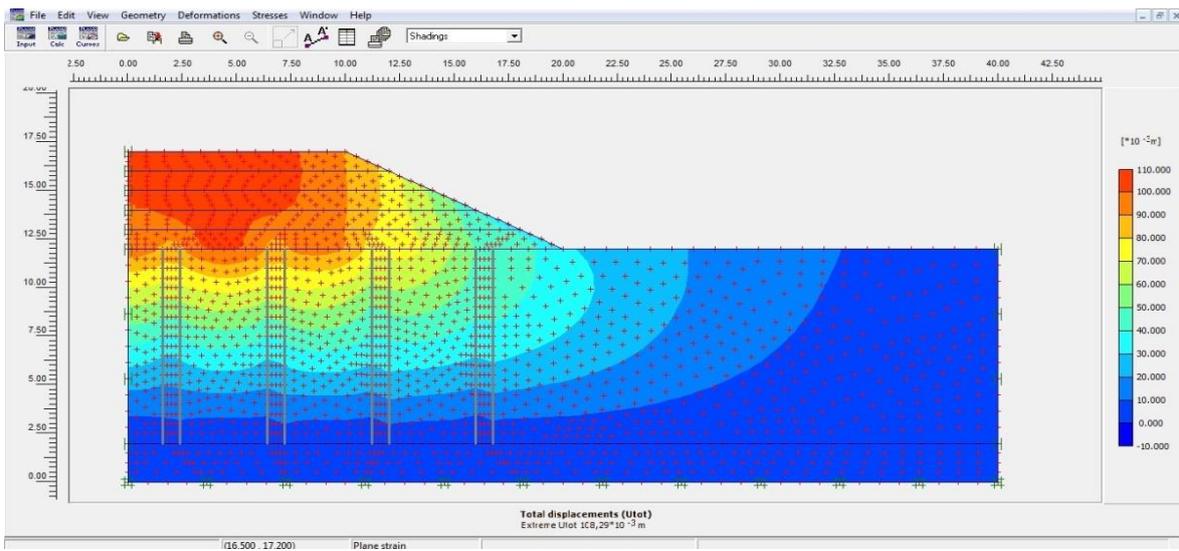


Figure 4.23: le déplacement total.

## 2.5. Résultats et discussions

Cette méthode est utilisée pour étudier la stabilité d'un remblai sûr un sol compressible non renforcé est renforcé avec des colonnes ballastées et les colonnes ballastées sont non renforcées et renforcées par géo synthétique, donc on a trois modèles qu'on a cité à l'introduction. Les facteurs de sécurité sont déterminés en trois façons :

RSC: Remblai Sol Compressible

RSCCB: Remblai Sol Compressible Colonne Ballasté

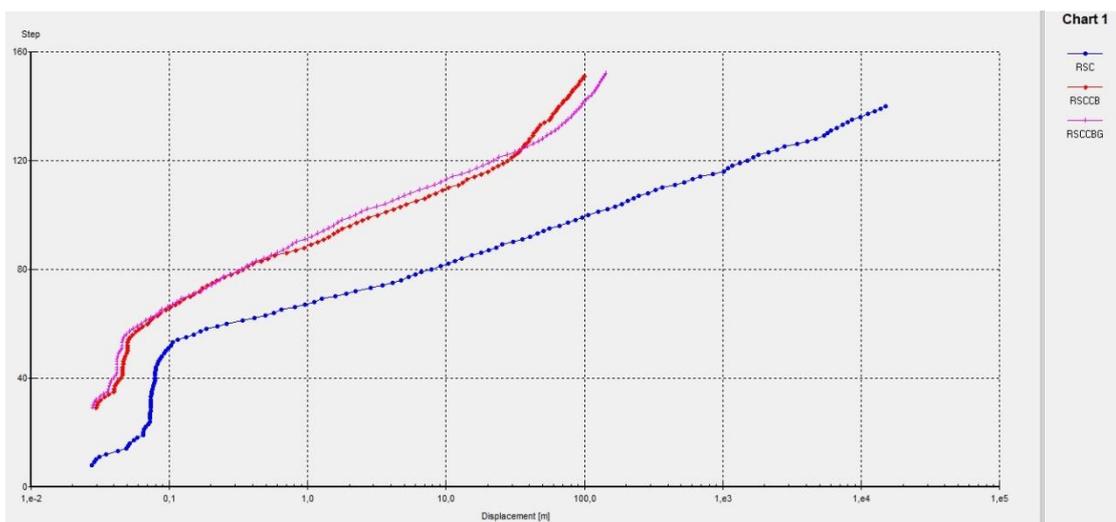
RSCCBG.: Remblai Sol Compressible Colonne Ballasté Géosynthétiques

La présente étude a comparé les facteurs de sécurité obtenus en utilisant les trois méthodes (RSC, RSCCB, RSCCBG) dans le tableau 4.2 Il est important de noter que l'encapsulation des colonnes ballastées par des nappes géo synthétiques de raideur  $J = 500 \text{ kN/m}$  accroît la sécurité.

	RSC	RSCCB	RSCCBG
<b>Fs</b>	1,203	1,434	1,425

**Tableau 4.2: Comparaison des facteurs de sécurité obtenus**

Les déplacements horizontaux au centre de la figure 4.24 sont indiqués. La présente étude a obtenu une colonne sous le pied du talus en utilisant des colonnes avec ou sans renforcement. Il est évident que les trois approches proposées dans les présents modèles présentent un écart considérable entre les résultats. La méthode RSC donne donc un déplacement maximum de 26 cm, tandis que la méthode RSCCB donne un déplacement maximum de 10,763 cm de la colonne mais la dernière méthode RSCCBG donne un déplacement de 10,829 cm.



**Figure 4.24: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus.**

### 3. Étude paramétrique

Après les résultats obtenus par la présente étude en considérant de différentes méthodes, on remarque que les trois modèles (RSC,RSCCB,RSCCBG) donnent des facteurs de sécurité et des surfaces de glissement en excellent accord. Donc, on adopte le modèle tridimensionnel avec colonne renforcée par géosynthétiques pour examiner le facteur de la sécurité et les déplacements latéraux de la colonne sous le pied du talus en considérant l'espacement diamètre (s/d):s/d=5

#### 3.1. Influence de la hauteur du remblai

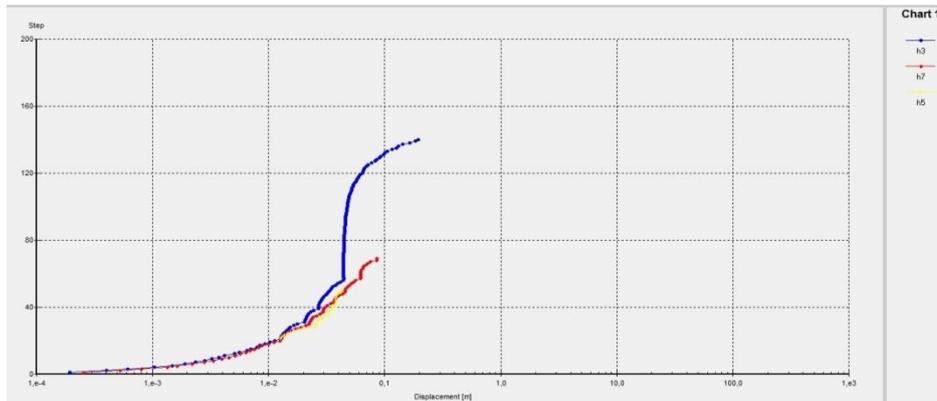
Le facteur de sécurité est directement lié à la hauteur du remblai. On se propose ici de faire varier la hauteur de remblai pour étudier leur influence sur le facteur de sécurité et ainsi déterminer son influence sur les déplacements latéraux de la colonne situés sous le pied du talus. La hauteur du remblai est variée entre 3 et 7 m. Il est à noter que l'influence de la hauteur du remblai est très importante sur la stabilité du remblai ; ainsi l'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la charge appliquée sur le sol compressible, par conséquent, on constate une réduction du facteur de sécurité. L'espacement, le diamètre et l'encapsulation des colonnes ballastées par géosynthétique influent sur le facteur de sécurité, pour les remblais de hauteur importante (supérieure à 5 m), ainsi l'augmentation de la hauteur du remblai permis à la surface de glissement de se développer dans le sol compressible et couper les colonnes ballastées. Par contre, les remblais de faible hauteur permis à la surface de glissement se développer dans le remblai et n'a pas coupé les colonnes ballastées, cela explique la faible influence de rapport s/d sur le facteur de sécurité

Hauteur de remblai	3	5	7
$F_s$	1,763	1,434	1,170

**Tableau 4.3: Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai.**

La figure 4.25 montre les déplacements latéraux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de temps pour différentes valeurs de la hauteur du remblai H. On constate une augmentation des déplacements latéraux conséquents avec l'augmentation de la hauteur du remblai. L'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la contrainte verticale au-

dessus les colonnes et le sol compressible. La conséquence est une augmentation de la contrainte horizontale s'exerçant sur les colonnes ballastées, cela explique l'augmentation des déplacements latéraux de la colonne. Ainsi, l'augmentation de la hauteur du remblai permis à la surface de glissement se développer plus bas dans le sol compressible, cela explique l'enfoncement du déplacement maximal de la colonne plus bas.



**Figure 4.25: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes hauteurs du remblai.**

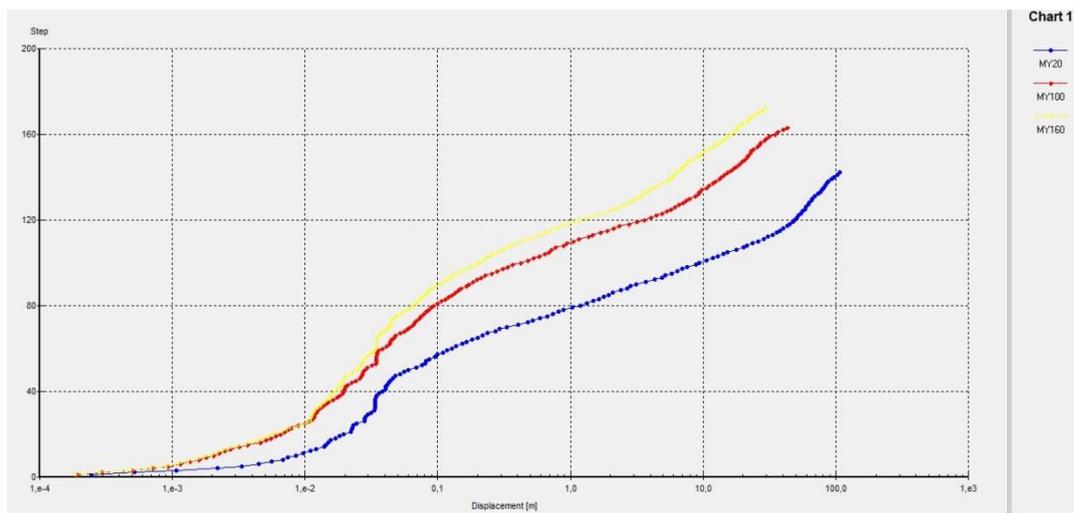
### 3.2. Influence du module d'Young du ballast

Pour étudier l'influence du module d'Young du ballast sur le facteur de sécurité et sur le déplacement latéral de la colonne située sous le pied du talus. Nous effectuons des calculs avec un module d'Young du ballast entre 20 et 160 MPa. Le tableau 4.4 montre une diminution du facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast. On peut constater que l'influence du module d'Young du ballast reste très faible sur le facteur de sécurité, car le calcul du facteur de sécurité des talus n'est pas lié directement par les modules d'Young des sols.

Module d'Young du ballaste (MPa)	20	100	160
$F_s$	1,436	1,428	1,426

**Tableau 4.4: Facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast.**

La figure 4.26 montre les déplacements latéraux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de temps pour différentes valeurs du module d'Young du ballast. On constate une diminution des déplacements latéraux consécutive avec l'augmentation du module d'Young du ballast. Car les déplacements latéraux des colonnes ballastées sont liés directement avec le module d'Young. Augmenter du module d'Young n'a pas d'impact significatif sur le facteur de sécurité, mais diminue les déplacements horizontaux de la colonne sous le pied du talus.



**Figure 4.26: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents modules d'Young du ballast**

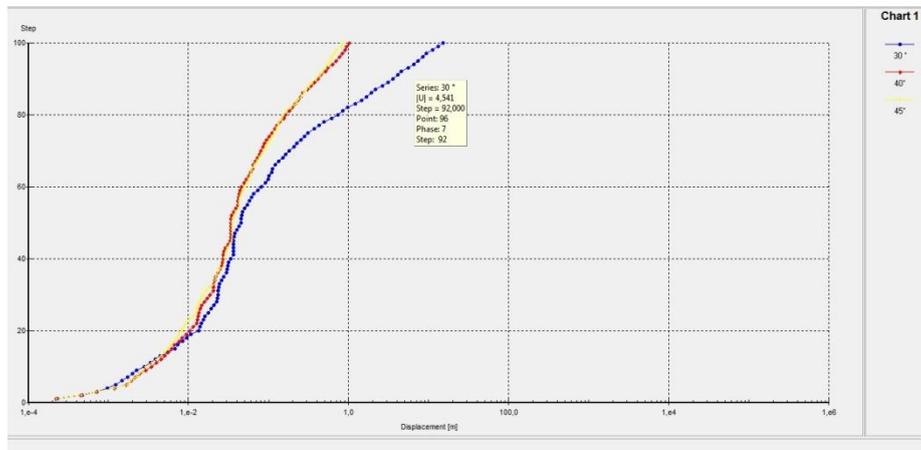
### 3.3. Influence de l'angle de frottement du ballast

Afin d'étudier l'influence de l'angle de frottement du ballast sur le facteur de sécurité et sur les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus, nous effectuons des calculs avec un angle de frottement entre 30 et 45°. Le tableau 4.5 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement des colonnes ballastées pour le rapport  $s/d = 5$ .

l'angle de frottement du ballast.	30	40	45
$F_s$	1,391	1,442	1,464

**Tableau 4.5: Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du ballast.**

La figure 4.27 montre les déplacements latéraux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de temps pour différents angles de frottement du ballast. On constate une diminution des déplacements horizontaux conséquente avec l'augmentation angles de frottement. Car les déplacements latéraux des colonnes ballastées sont liés directement avec l'angle de frottement. Augmenter l'angle de frottement n'a pas d'impact significatif sur le facteur de sécurité, mais diminue les déplacements horizontaux de la colonne sous le pied du talus.



**Figure 4.27: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents angles de frottement du ballast.**

### 3.4. Influence de la cohésion non drainée du sol compressible

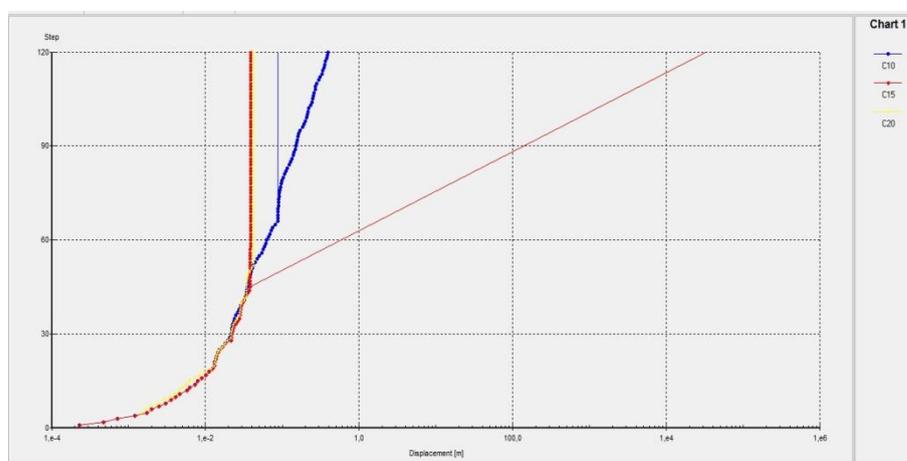
Dans le cas des sols compressibles, la cohésion est élevée. Il est alors intéressant d'évaluer l'influence de la cohésion sur le facteur de sécurité et sur les déplacements latéraux du centre de la colonne sous le pied du talus, nous effectuons des calculs avec une cohésion entre 10 et 20kPa. Dans le cas des sols compressibles, la cohésion est élevée. Il est alors intéressant d'évaluer l'influence de la

cohésion sur le facteur de sécurité et sur les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus, nous effectuons des calculs avec une cohésion entre 10 et 20 KPa. Le tableau 4.6 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible. Il est à noter que l'augmentation de la cohésion permet d'améliorer la capacité du sol compressible, par conséquent, on constate une augmentation du facteur de sécurité.

Cohésion non drainée du sol compressible	10	15	20
$F_s$	0,943	1,374	1,433

**Tableau 4.6: Facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible**

La figure 4.28 montre les déplacements latéraux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de temps pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible. On constate une diminution des déplacements horizontaux avec l'augmentation de la cohésion du sol compressible. Car l'augmentation de la cohésion permet d'améliorer la résistance du sol compressible.



**Figure 4.28: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible.**

### 3.5. Influence de la profondeur du sol compressible

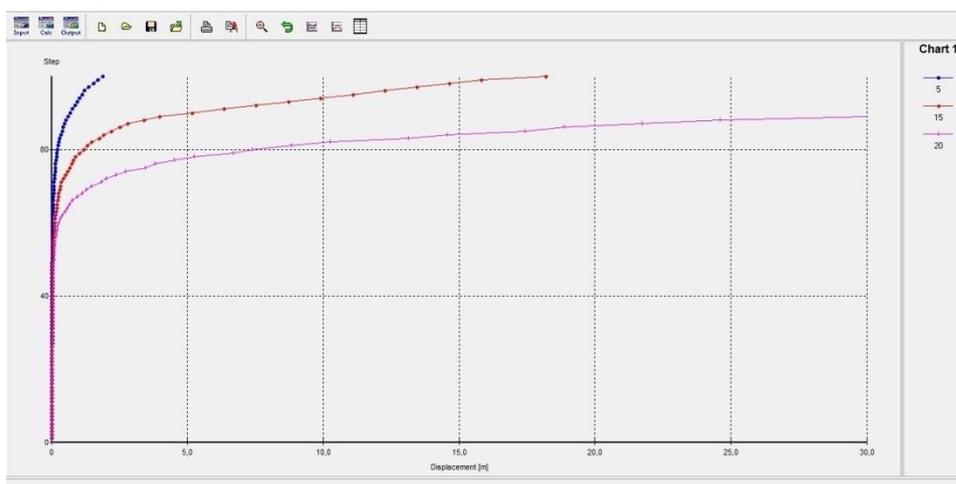
L'influence de l'épaisseur du sol compressible sera examinée à partir du facteur de sécurité ainsi que les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus. Quand la profondeur du sol compressible augmente de 5 m à 25 m, les valeurs de facteur de sécurité pour  $s/d = 5,00$ .

De ces résultat est logique, car plus la profondeur du sol compressible est grande, plus le volume du matériau compressible est grand.

Profondeur du sol compressible (m)	5	15	25
<b><math>F_s</math></b>	1,453	1,454	1,466

**Tableau 4.7: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible.**

La figure4.29 montre les déplacements latéraux du centre de lacolonne sous le pied du talus en fonction de temps normalisée pour différentes valeurs de profondeur du sol compressible. On constate une augmentation des déplacements horizontaux avec l'augmentation de la profondeur du sol compressible. Car l'augmentation de la profondeur permet de réduire la résistance du sol compressible.



**Figure 4.29 : Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compressible.**

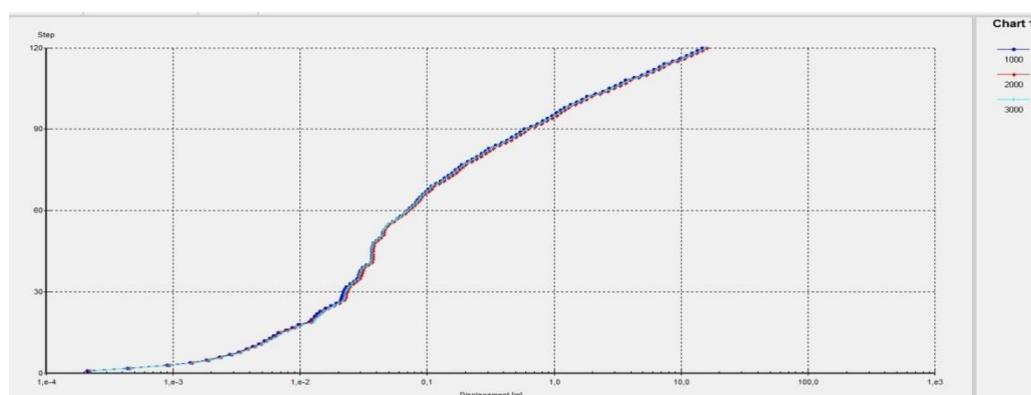
### 3.6. Influence de la raideur de la nappe géosynthétique

La cohésion apparente et les caractéristiques élastiques des colonnes ballastées renforcées sont directement liées à la raideur de la nappe géosynthétique. En effet, plus la raideur est importante, moins les colonnes se déforment. Pour cette nouvelle série des simulations, la valeur de la raideur de la géosynthétique varie de 1000 à 3000 kN/m. Il est important de noter que l'augmentation de la raideur permet d'améliorer la capacité des colonnes ballastées, par conséquent Il est à noter que l'influence de la raideur reste très faible sur facteur de sécurité pour le rapport  $s/d = 5$ .

La raideur de la nappe Géosynthétique.(kN/m)	1000	2000	3000
$F_s$	1,425	1,425	1,425

**Tableau 4.8: Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compressible.**

La figure 4.30 montre les déplacements latéraux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de temps pour différentes raideurs de géosynthétique. Il est important de noter que l'accroissement de la raideur de géosynthétique de 100 à 500 kN/m diminue les déplacements horizontaux par contre l'accroissement de la raideur de géosynthétique de 500 à 3000 kN/m augmente les déplacements horizontaux. La figure 4.26 montre aussi que l'augmentation de la raideur de géosynthétique permis à la surface de glissement se développer plus haut dans le sol compressible.



**Figure 4.30 : Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes raideurs de la nappe géo synthétique.**

## 4. Conclusion

Des calculs élasto-plastiques bidimensionnels au code **PLAXIS** ont permis d'étudier la stabilité d'un remblai installé sur un sol compressible renforcées par colonnes ballastées est elle même renforcées par géo synthétique.

Les espacements des colonnes ballastées ont été pris en compte dans les calculs de facteur de sécurité effectués dans cette étude.

Le facteur de sécurité est augmenté grâce au renforcement du sol compressible par colonnes ballastées. L'augmentation de la hauteur du remblai réduit la sécurité et augmente les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. En outre, l'augmentation du module Young et l'angle de frottement du ballast ont une faible influence sur le facteur de sécurité, mais elles ont réduit considérablement les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. La cohésion non drainée du sol compressible augmente donc le facteur de sécurité et diminue les mouvements horizontaux des colonnes ballastées. Il convient également de souligner que la profondeur du sol compressible augmente le facteur de sécurité pour les grands espacements et l'augmente pour les faibles espacements. Si les rapports espacement diamètre sont faibles ou grands, leur influence demeure faible en raison de l'augmentation de la raideur de la nappe. Enfin, la raideur de géo synthétique accrue et l'angle de friction du ballast modifient le comportement des colonnes ballast

## Conclusion général

Le but de cette étude, la recherche est l'analyse de l'impact du sol compressible renforcée par des colonnes ballastée entourée par géosynthétique sur les facteurs de sécurité et les déplacements horizontaux, suite les résultats de cette étude; on peut tirer les conclusions suivantes:

- ✓ L'augmentation de la hauteur de remblai permet de réduire le facteur de sécurité et d'augmenter les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.
- ✓ L'augmentation de module d'Young du ballast donne une diminution de facteur de sécurité et aussi une diminution de déplacement latéral.
- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement  $30^{\circ}$ ,  $40^{\circ}$ ,  $45^{\circ}$  du ballast donne une augmentation de facteur de sécurité et une diminution de déplacements horizontaux.
- ✓ l'augmentation de la cohésion non drainée du sol compressible permet d'augmenter le facteur de sécurité et de réduire les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.
- ✓ L'augmentation de la profondeur du sol compressible nous donne une augmentation de facteur de sécurité et une augmentation de déplacements latéraux.
- ✓ L'augmentation de la raideur de 1000 à 3000 kN/m donne une stabilité de facteur de sécurité et augmente faiblement le déplacement horizontal.

## Conclusion générale

### Références bibliographiques

- (1) <https://docplayer.fr/amp/185856824-Etude-geotechnique-des-sols-compressibles-caracterisation-mecanisme-et-recommandation-cas-des-regions-de-berrechid-et-kenitra-maroc.html>
- (2) Steve Michaël SènouAKOFFODJI. Etude des possibilités de constructions de routes en milieux marécageux : difficultés et choix du type de structure. Application au tronçon Possotomè-Bopa. Décembre 2011. p.185.
- (3) A. Foulcault, J.F. Raoult, Dictionnaire de Géologie, 6e édition Éd. Masson, 2005. ISBN-13 : 978-2100490714. Henry Darcy et sa loi (Site de l'U. d'Oklahoma, en français)
- (4) Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 93167 Noisy-le-Grand Cedex. 73373 Le Bourget-du-Lac Cedex
- (5) Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement".INSA – Lyon, France, 27-29 juin 06 (accepté).
- (6) Holtz, R. D., (2001) Geosynthetic For Soil Reinforcement, The Ninth Spencer J. Buchanan Lecture, College Station, University Drive
- (7) CFMS (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique)
- (8) (Six 2006) Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales
- (9) Techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement
- (10) (DheerendraBabu et al. 2012) a critical review of construction, analysis and behaviour of stone columns
- (11) <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/22/STAL9781614996569-1401>.
- (12) <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%2910900241%282007%29133%3A4%28405%29>
- (13) Mohanty, P., Samanta, M. Experimental and Numerical Studies on Response of the Stone Column in Layered Soil. Int. J. of Geosynth. and Ground Eng. 1, 27 (2015).
- (14) [https://wp.kntu.ac.ir/fz\\_kalantary/Source/Plasticity/\(David%20Muir%20Wood\)%20Geotechnical%20modelling](https://wp.kntu.ac.ir/fz_kalantary/Source/Plasticity/(David%20Muir%20Wood)%20Geotechnical%20modelling)
- (15) Stone columns - group behaviour and influence
- (16) Etude et réalisation des remblais sur sols comprissible (guide technique ( LCPC).
- (17) <http://www.entreprisedeterrassement.fr/les-remblais/>.

- (18) AZZAZ Ibtissam & CHOUIKHA Safia, Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique, Université de djelfa.
- (19) S. D. Ghislain HOUNLELOU ,Thème : Etude du comportement des sols compressibles de la dépression de la Lama : Contribution à l'étude et à la mise en oeuvre de remblais pour la plateforme de chaussée de la route TOFFO-LALO, UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)
- (20) K. Barthélémy AKOUETE, caractérisation géotechnique des sols compressibles de la commune de cotonou, UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)
- (21) KARECH TOUFIK, analyse de comportement des sols renforcés par la méthode de l'homogénéisation, thèse de doctorat, Université de Batna.
- (22) ZIGHMI Imène-Bassma, Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées, Mémoire de Magistère, Université de Tizi Ouzou.
- (23) [http://public.iutenligne.net/geniecivil/geotechnique/fauqueux/colonnes\\_ballastees/co/Colonnes\\_ballastees\\_22.html](http://public.iutenligne.net/geniecivil/geotechnique/fauqueux/colonnes_ballastees/co/Colonnes_ballastees_22.html)
- (24) NOUI Abdelkader, Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts, Mémoire de Magistère, Université de Batna, 2012.
- (25) <http://www.geosyntheticssociety.org/wpcontent/plugins/resources/documents/Classification/french.pdf>

