



## Mémoire de Fin d'Études

### Présenté au

**Domaine :** Sciences et Techniques

**Département :** Génie Civil

**Filière :** Génie Civil

**Spécialité :** Conception et Calcul des Structures

### Réalisé par

**AZZAZ Ibtissam & CHOUIKHA Safia**

**Pour l'obtention du Diplôme de Master Académique**

### Intitulé

*Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique*

Soutenue le : 02/07/2017

Devant le jury de soutenance composé de :

|                    |     |                   |             |
|--------------------|-----|-------------------|-------------|
| Mr : ATTIA Ahmed   | MAA | Université Djelfa | Président   |
| Mr : LABED Mohamed | MAA | Université Djelfa | Encadreur   |
| Mr : ALLOUT Naas   | MAA | Université Djelfa | Examinateur |



## ملخص

واجهنا في هندسة الردم على الأتربة الطينية عدة مشاكل منها (الاستقرار, الانضغاط, التشوه) ولتعزيز هذه النوعية من الأتربة نقوم بمعالجتها بأعمدة حجرية محاطة بأنسجة اصطناعية.

الدراسة الرقمية لاستقرار الردم, تعتمد على عدة طرق منها (طريقه حدود التوازن) و طرق رقمية بواسطة برنامج

(FLACE 3D).

في هذا البحث تطرقنا للدراسة الرقمية للاستقرار الردم فوق أتربة طينية معالجة بأعمدة حجرية محاطة بأنسجة اصطناعية. تم إجراء هذه الدراسة بواسطة برنامج ال(FLAC3D) الذي يعتمد على طريقة الاختلافات الدقيقة وأيضاً اعتمدنا على السلوك المطاطي المثالي ل( Mohr-coulmb).

وقد أجريت هذه الدراسة من خلال التغير في أقطار الأعمدة الحجرية وكذلك المباعدة بينها نتائج هذه الدراسة تمكننا من معرفة مدى تأثير أقطار الأحجار والمباعدة بينها على عامل الأمان و الحركات الأفقية لهذه الأحجار.

### الكلمات المفتاحية :

الأتربة الطينية, الردم, التعزيز, الأنسجة الاصطناعية, الأعمدة الحجرية, الاستقرار, الاختلافات الدقيقة, عامل الأمان.

## RÉSUMÉ

*La construction des remblais sur sol compressible posent de nombreux problèmes (stabilité, tassement, déformation) des ouvrages en terre. Le renforcement de ce type de sol par colonne ballastée entourée par géosynthétique est une technique récente.*

*L'analyse de la stabilité des talus en remblais est traitée à l'aide de plusieurs méthodes analytiques (méthodes d'équilibres limites) et numérique (utilisation du logiciel flac 3d).*

*Une étude numérique sur la stabilité d'un remblai établie sur un sol compressible traitée par des colonnes ballastées entourées par géosynthétique a été présentée dans ce travail. Ce travail a été effectué à l'aide d'un code des différences finies flac3d (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimension). Le comportement élastique parfaitement plastique a été adopté pour le sol en considérant le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée. Cette étude a été effectuée en faisant varier les diamètres et les espacements des colonnes ballastées. Les résultats de la présente étude permettent de mettre en évidence l'influence de diamètre et l'espacement des colonnes ballastées sur le facteur de sécurité ainsi que les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.*

**Les mots clés :** *sols compressibles, remblais, renforcement, géosynthétique, colonne ballastée, stabilité, différences finies, facteurs de sécurité.*

## *Abstract*

The construction of embankments on soft soil poses many problems (stability, settlement, deformation) of earthen structures. The reinforcement of this type of soil by stone columns encased by geosynthetic is a recent technique.

The analysis of the stability of slope in embankments is treated using several analytical methods (limit equilibrium methods) and numerical methods (use the flac3d software).

A numerical study on the stability of an embankment established on a compressible soil treated by ballasted columns surrounded by geosynthetics was presented in this work. This work was carried out using a finite difference code flac3d (Fast Lagrangian Analysis of Continuous in 3 Dimension). The perfectly plastic elastic behavior has been adopted for the soil consider the criterion of Mohr-Coulomb with a rule. This study was carried out by varying the diameters and spacings of the stone columns. The results of this study show the influence of diameter and the spacing of the stone columns on the safety factor as well as the horizontal displacements of the stone columns.

**Key words:** compressible soils, embankments, reinforcement, geosynthetics, stone columns, stability, finite differences, safety factors.

## REMERCIEMENTS

**N**ous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

La première personne que nous tenons à remercier est notre encadrant Mr. **LABED Mohamed**, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

DÉDICACE

**J**e Saisie l'occasion du cet humble mémoire pour exprimer mon profond amour pour mes parents, mes amies et a toutes les personnes qui éprouvent pour moi de la sympathie et de l'amitié et qui souhaitent mon bonheur.

*Que Dieu Vous Protéger et Vous Bénisse.*

*AZZAZ Ibtissam.*

## DÉDICACE

**J**e dédie ce mémoire à :

· *Mes parents : Ma mère, qui a oeuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.*

*Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.*

*Mes frères et soeurs qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité..*

*Mes tantes, oncles, cousins et cousines, neveux et nièces paternels et maternelsque je pourrais tous citer ;*

· *Mes amis et amies de par le monde qui n'ont cessé de m'encourager ;*

· *Tous mes professeurs pour leurs disponibilité et conseils ;*

CHOUIKHA SAFIA



# TABLE DES MATIÈRES

|                            |      |
|----------------------------|------|
| REMÈRCIEMENTS .....        | I    |
| DÉDICACE .....             | II   |
| LISTE DES FIGURES .....    | IV   |
| LISTE DES TABLEAUX .....   | VIII |
| INTRODUCTION GÉNÉRALE..... | 1    |

## Chapitre 1

### RENFORCEMENT DES SOLS

|   |    |
|---|----|
| 1.1. INTRODUCTION.....  | 3  |
| 1.2. RENFORCEMENT DES SOLS.....   | 3  |
| 1.2.1.Généralites sur les sols compressibles .....                      | 3  |
| 1. 2.2.Définition d'un remblai .....                                    | 4  |
| 1. 2.2.1.Les types de remblai et leur comportement .....                | 4  |
| 1. 2.3. Problèmes poses par la construction des remblais sur sols.....  | 5  |
| 1. 2.3.1.Problèmes de stabilité .....                                   | 5  |
| 1.2.3.2.Problèmes de tassement .....                                    | 5  |
| 1. 2.4. Historique sur le renforcement des sols.....                    | 7  |
| 1. 2.5.Définition et principe de renforcement.....                      | 7  |
| 1. 3. RENFORCEMENT DES SOLS PAR GÉOSYNHTÉTIQUES.....                    | 10 |
| 1. 3.1.Performance des géosynthétiques .....                            | 10 |
| 1.3.2.Définition .....  | 11 |
| 1.3.3 Classification des géosynthétiques .....                          | 11 |
| 1.3.4. Les fonctions des géosynthétiques.....                           | 15 |
| 1.3.5.Principe de fonctionnement de géogriles.....                      | 20 |
| 1.3.6.Géosynthétiques dans les remblais sur sols compressibles<br>..... | 21 |
| 1.3.7.Géosynthétiques dans les routes non revetues.....                 | 23 |
| 1.3.8.Les principaux domaines d'application de geosyntetique .....      | 26 |
| 1.3.8.1.Le renforcement .....   | 26 |
| 1.3.8.2.Les routes et les chemins de fer .....                          | 26 |
| 1.3.8.3.Les fondations .....  | 27 |

|  |    |
|--|----|
| 1.3.9. Autres application .....  | 27 |
| 1.3.10. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement ..... | 29 |
| 1.4 .RENFORCEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES PAR COLONNES<br>BALLASTEES .....      | 29 |
| 1.4.1. Définition de colonnes ballastees .....                                 | 29 |
| 1.4.2. Objectif de traitement .....  | 30 |
| 1.4.3. Domaines d'applications .....   | 30 |
| 1.4.4. Mode opératoire .....   | 31 |
| 1.4.5. Les avantages .....   | 34 |
| 1.5. CONCLUSION .....  | 35 |

## Chapitre 2

### CALCULE DE LA STABILITÉ DES TALUS

|   |    |
|---|----|
| 2.1. INTRODUCTION .....   | 36 |
| 2.2. DEFINITION DE LA RUPTURE .....   | 36 |
| 2.3. MECANISMES DE LA RUPTURE .....   | 37 |
| 2.4. NOTION DE COEFFICIENT DE SECURITE .....  | 37 |
| 2.4.1. Cas des ruptures planes (glissements plans) .....                                | 38 |
| 2.4.2. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires) .....                     | 39 |
| 2.4.3. Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) .....                 | 40 |
| 2.5. CHOIX DE LA VALEUR DU COEFFICIENT DE SECURITE DANS LE CALCUL<br>DE STABILITE ..... | 40 |
| 2.6. METHODES DE CALCUL DE STABILITE DES PENTES .....                                   | 41 |
| 2.6.1. Méthodes à l'équilibre limite .....  | 41 |
| 2.6.1.1. Introduction .....   | 42 |
| 2.6.1.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite .....                  | 42 |
| 2.6.1.3. Méthode de fellenius [1927] .....  | 46 |
| 2.6.1.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955] .....                                      | 46 |
| 2.6.1.5. Méthode simplifiée de JANBU [1956] .....                                       | 48 |
| 2.6.1.6. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970] .....           | 48 |
| 2.6.1.7. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965] .....                      | 49 |
| 2.6.2. Méthode des éléments finis .....   | 50 |
| 2.6.2.1. Quelques concepts de base .....  | 51 |
| 2.6.2.2. Formulation de l'élément fini couplé CSOL2 .....                               | 54 |

---

|   |    |
|---|----|
| 2.6.2.3. Formulation d'une loi de comportement élasto-plastique: PLASOL ..... | 59 |
| 2.7. CONCLUSION .....   | 60 |

### **Chapitre 3**

#### **PRESENTATION DU PROBLEME ET RESULTATS ET DISCUSSION**

|  |    |
|--|----|
| 3.1. PRESENTATION DU PROBLEME .....                                    | 61 |
| 3.2. MODELISATION NUMERIQUE .....                                      | 62 |
| 3.3. RESULTATS ET DISCUSSIONS .....                                    | 64 |
| 3.3.1. Validation du modele .....                                      | 64 |
| 3.3.2. Etude parametrique .....  | 66 |
| 3.3.2.1 Influence de la hauteur du remblai .....                       | 67 |
| 3.3.2.2 Influence du module d'Young du ballast .....                   | 68 |
| 3.3.2.3 Influence de l'angle de frottement du ballast .....            | 70 |
| 3.3.2.4 Influence de la cohésion non drainée du sol compressible ..... | 71 |
| 3.3.2.5 Influence de la profondeur du sol compressible .....           | 73 |
| 3.3.2.6 Influence de la raideur de la nappe géosynthétique .....       | 74 |
| 3.4. CONCLUSION .....  | 76 |
| CONCLUSION GENERAL .....   | 87 |

## LISTE DES FIGURES

| <i>N° de la figure</i> | <i>Designations des figures</i>   | <i>N° de page</i> |
|------------------------|---|-------------------|
| <b>Figure 1.1</b>      | Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.                                      | 6                 |
| <b>Figure 1.2</b>      | Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites Et domaine de validité. | 9                 |
| <b>Figure 1.3</b>      | Géotextile.   | 12                |
| <b>Figure 1.4</b>      | Différent types de géogrilles.  | 12                |
| <b>Figure 1.5</b>      | Géofilet.   | 13                |
| <b>Figure 1.6</b>      | Géomembrane.  | 13                |
| <b>Figure 1.7</b>      | Géocomposite.   | 13                |
| <b>Figure 1.8</b>      | Géosynthétique de bentonitiques.  | 14                |
| <b>Figure 1.9</b>      | Géotuyaux.  | 14                |
| <b>Figure 1.10</b>     | Géosynthétiques alvéolaires.  | 15                |
| <b>Figure1.11</b>      | Plaques de géomousses.  | 15                |
| <b>Figure1.12</b>      | L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation.   | 16                |
| <b>Figure1.13</b>      | Pose des géogrilles de séparation.  | 16                |
| <b>Figure1.14</b>      | L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement.   | 17                |
| <b>Figure1.15</b>      | Pose des géotextiles de renforcement.   | 17                |
| <b>Figure1.16</b>      | Utilisation contre l'érosion.   | 17                |
| <b>Figure1.17</b>      | L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration.   | 18                |
| <b>Figure1.18</b>      | Utilisation pour filtration.  | 18                |
| <b>Figure1.19</b>      | Géosynthétiques en drainage.  | 19                |

|                     |  |    |
|---------------------|--|----|
| <b>Figure1.20</b>   | Utilisation des géotextile pour le drainage.   | 19 |
| <b>Figure1.21</b>   | Utilisation des géosynthétique comme Confinement des (barrières aux) fluides/gaz.                | 20 |
| <b>Figure1.22.a</b> | Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage.                    | 20 |
| <b>Figure1.22.b</b> | Utilisation du géogrille dans le renforcement.   | 21 |
| <b>Figure1.23</b>   | Rupture type d'un remblai non renforcé et utilisation de nappes géosynthétiques en renforcement. | 21 |
| <b>Figure1.24</b>   | L'efficacité des nappes géosynthétiques en renforcement de remblais sols compressibles.          | 23 |
| <b>Figure1.25</b>   | Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge.                       | 23 |
| <b>Figure 1.26</b>  | Mécanismes typiques de dégradation des routes non revêtues et non renforcées sur les sols mous.  | 24 |
| <b>Figure1.27</b>   | Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues.                          | 24 |
| <b>Figure1.28</b>   | Diagramme typique de conception.   | 25 |
| <b>Figure1.29</b>   | Construction d'une route non revêtue sur une argile organique molle.                             | 25 |
| <b>Figure1.30</b>   | La fonction de renforcement.   | 26 |
| <b>Figure 1.31</b>  | Variation de la capacité portante après utilisation de géosynthétique (Das, 1988).               | 27 |
| <b>Figure1.32</b>   | Renforcement des pentes par géosynthétiques.   | 28 |
| <b>Figure 1.33</b>  | Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.          | 28 |
| <b>Figure 1.34</b>  | Rôle des géosynthétiques pour stabiliser les remblais selon différents modes de rupture.         | 28 |
| <b>Figure 1.35</b>  | Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document de Keller <sup>®</sup> ).  | 31 |
| <b>Figure 1.36</b>  | Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document de Keller <sup>®</sup> ).        | 32 |
| <b>Figure 1.37</b>  | Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (Document de Keller <sup>®</sup> ).         | 33 |
| <b>Figure 1.38</b>  | Colonnes ballastées réalisées par voie sèche (doc. Keller <sup>®</sup> ).                        | 33 |
| <b>Figure1.39</b>   | Mise en œuvre des colonnes pilonnées.  | 34 |
| <b>Figure 2.1</b>   | Diagramme $\tau$ - $\epsilon$ montrant les deux allures des courbes.                             | 37 |

|                    |   |    |
|--------------------|---|----|
| <b>Figure 2.2</b>  | Schéma type d'une rupture plane.  | 38 |
| <b>Figure 2.3</b>  | Schéma type d'une rupture circulaire.   | 39 |
| <b>Figure 2.4</b>  | Surface de rupture.   | 41 |
| <b>Figure 2.5</b>  | Exemple d'une rupture circulaire.   | 43 |
| <b>Figure 2.6</b>  | Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.   | 46 |
| <b>Figure 2.7</b>  | Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.   | 47 |
| <b>Figure 2.8</b>  | Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.   | 49 |
| <b>Figure 2.9</b>  | Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.   | 50 |
| <b>Figure 2.10</b> | Equilibre en surface et en volume.  | 51 |
| <b>Figure 2.11</b> | Différentes configurations d'un corps: $\Gamma$ (conf. initiale), $\gamma$ (conf. de référence), $\gamma^*$ (conf. déformée).                         | 52 |
| <b>Figure 2.12</b> | Elément isoparamétrique à huit nœuds.   | 55 |
| <b>Figure 2.13</b> | Les différents domaines définis par une surface de plasticité dans l'espace des contraintes.  | 59 |
| <b>Figure 3.1</b>  | Géométrie du modèle tridimensionnel :<br>(a) Vue en coupe verticale ; (b) Vue en plan ; (unité : m).  | 62 |
| <b>Figure 3.2</b>  | Maillage retenu pour le modèle tridimensionnel :<br>(Vue en perspective et de plan).  | 64 |
| <b>Figure 3.3</b>  | Comparaison des facteurs de sécurité obtenus.   | 65 |
| <b>Figure 3.4</b>  | Déformations de cisaillement maximal obtenues par différentes approches :<br>(a) les colonnes avec renforcement ; (b) les colonnes sans renforcement. | 65 |
| <b>Figure 3.5</b>  | Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus obtenu (les colonnes avec et sans renforcement).  | 66 |
| <b>Figure 3.6</b>  | Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai.   | 67 |
| <b>Figure 3.7</b>  | Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes hauteurs du remblai.   | 68 |
| <b>Figure 3.8</b>  | Facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast.   | 69 |
| <b>Figure 3.9</b>  | Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents modules d'Young du ballast.   | 69 |
| <b>Figure 3.10</b> | Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du ballast.  | 70 |
| <b>Figure 3.11</b> | Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents angles de frottement du ballast.  | 71 |
| <b>Figure 3.12</b> | Facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible.   | 72 |

|                    |  |    |
|--------------------|--|----|
| <b>Figure 3.13</b> | Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible. | 72 |
| <b>Figure 3.14</b> | Facteur de sécurité en fonction de la profondeur du sol compressible.  | 73 |
| <b>Figure 3.15</b> | Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compressible.                        | 74 |
| <b>Figure3.16</b>  | Facteur de sécurité en fonction de la raideur de la nappe géosynthétique.  | 75 |
| <b>Figure3.17</b>  | Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes raideurs de la nappe géosynthétique.                    | 75 |

## LISTE DES TABLEAUX

| <i>N° du<br/>Tableau</i> | <i>Désignation du Tableau</i>   | <i>N° de<br/>Page</i> |
|--------------------------|---|-----------------------|
| <b>Tableau 1.1</b>       | Donne les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. | 10                    |
| <b>Tableau 2.1</b>       | Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].                      | 38                    |
| <b>Tableau 2.2</b>       | Les valeurs de $F_s$ en fonction de l'importance de l'ouvrage.                                      | 40                    |
| <b>Tableau3.1</b>        | Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Zhang et al. (2014).                                  | 62                    |
| <b>Tableau3.2</b>        | Caractéristiques de géosynthétique.   | 63                    |



# *INTRODUCTION GÉNÉRALE*

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

**M**algré toute l'expérience acquise au cours des dernières décennies, concevoir un remblai sur un sol mou encore soulève plusieurs préoccupations liées à la caractéristique géotechnique du sol mou (faible résistance au cisaillement...).

Un certain nombre de technique sont disponibles pour améliorer le comportement géotechnique du remblai sur sol compressible comme le renforcement avec des géosynthétiques, inclusions rigides, les colonnes ballastées.

Le renforcement des sols consiste à modifier les caractéristique d'un sol par une action physique (vibrations par exemple) ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant dans le but de :

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

Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer.

La méthode de traitement par colonnes ballastées est largement utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols compressibles. Cette méthode consiste à remplacer une partie du sol par un matériau granulaire, possédant un angle defrottement interne élevé et une cohésion négligeable.

L'analyse de la stabilité des talus en remblais est traité à l'aide de plusieurs méthodes analytiques (méthodes d'équilibres limites) et numérique (utilisation du logiciel flac 3D).

La modélisation par éléments finis ou différences finies permet d'étudier l'effet de nombreux phénomènes sur la stabilité des pentes, cette modélisation permet de définir un facteur de sécurité en réduisant simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à ce que la rupture se produise (méthode  $c-\phi$  réduction).

L'objectif principal de ce contexte est de l'étude numérique de la stabilité d'un remblai établie sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcée par géosynthétique. Cette étude a été examinée par des calculs élasto-plastiques tridimensionnels en utilisant le code FLAC 3D (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimension), dans ce travail a été effectué en faisant varier le diamètre et l'espacement des colonnes ballastées. Les résultats de la présente étude permettent de mettre en évidence l'influence de diamètre et les espacements des colonnes ballastées sur le facteur de sécurité ainsi que les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.

Ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres :

**Le Premier Chapitre** : une analyse bibliographique, dans sa première partie, était consacré à présenter en générale les techniques de traitement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle. La deuxième partie est présentée les techniques de renforcement des sols par des nappes géosynthétiques et par colonnes ballastées.

**Le Deuxième Chapitre** : présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des pentes qui déterminent le facteur de sécurité approprié et la surface critique de glissement.

**Le troisième chapitre** : nous présentons la loi de comportement de sol utilisé dans cette mémoire ainsi que l'outil numérique utilisé (le code de différences finies FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimension).

**Le dernier chapitre** : s'intéresse à l'effet de sol mol traité par des colonnes ballastées entourées par géosynthétique sur le facteur de la sécurité de remblai; ceci a été effectué, par la variation de la module de rigidité des files géosynthétiques, avec différents angles du frottement interne du sol de colonne, ainsi que l'effet de la taille, et l'espacement de ces colonnes, la cohésion d'argile molle, l'angle de frottement et la hauteur de remblai a sur l'augmentation du facteur de sécurité et les déplacements horizontaux des colonnes ballastées .

***Enfin, une conclusion générale qui reprend les principaux résultats dégagés lors de cette étude.***

*PREMIÈRE PARTIE: SYNTHÈSE*

*BIBLIOGRAPHIQUE*

## *CHAPITRE 1 : RENFORCEMENT DES SOLS*

## CHAPITRE 1

# RENFORCEMENT DES SOLS

### 1.1. INTRODUCTION

**L**e passage parfois par des sols possèdent des faibles caractéristiques physico-mécanique (les sols compressibles) pose un problème de stabilité ou déformation des ouvrages en terre. Pour résoudre ces problèmes les ingénieurs géotechniciens disposent et développent de nombreuses techniques d'amélioration de sol.

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols, plus ou moins anciennes (le battage...) et plus ou moins développées( pilonnage...).

Dans ce présent chapitre, nous présentons la nature géologique et géotechnique des sols compressibles, et nous présentons en générale les techniques de traitement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle, on particulier la méthode de renforcement des sols par des nappe géosynthétiques et la méthode de renforcement des sols par colonnes ballastées.

### 1.2. RENFORCEMENT DES SOLS

#### 1.2.1 .GÉNÉRALITES SUR LES SOLS COMPRESSIBLES

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

Les sols compressibles sont caractérisés par [1-2] :

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

Ces sols, généralement de formations récentes (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques, on peut les diviser en trois catégories :

- Les vases et argiles molles ;
- Les tourbes ;
- Les sols de sebka.

### 1. 2.2.DÉFINITION D'UN REMBLAI

Le remblai est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme ou combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement.[3]

#### 1. 2.2.1.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.
- ☒ Les roches siliceuses : ces roches sont fragmentables mais sont résistantes.

- ✎ 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.
- ✎ 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.
- ✎ 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....[3]

### **1. 2.3. PROBLÈMES POSES PAR LA CONSTRUCTION DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES**

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

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

#### **1. 2.3.1 Problèmes de stabilité**

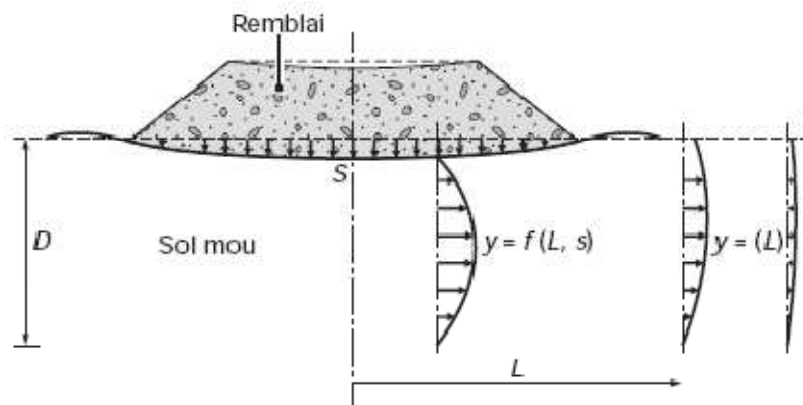
La mise en place d'un remblai sur sol mou entraîne une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement des contraintes dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important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



### 1.2.3.2 Problèmes de tassement

À 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 (figure 1.1) :

- ❖ Au centre du remblai par un enfoncement vertical ;
- ❖ Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de 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.



**Figure 1.1.** Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.[4]

Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres. Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plate-forme. Les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux, le rapport entre les deux étant notamment fonction du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous. Néanmoins, des déplacements horizontaux de plusieurs dizaines de centimètres ont été observés. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes.

### 1. 2.4. HISTORIQUE SUR LE RENFORCEMENT DES SOLS

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.[5]

### 1. 2.5. 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.[6]

Au-delà de l'extrême diversité des techniques utilisée 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 sol 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.[7]

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, vibrofoltation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques drains verticaux, préchargement 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) :

- 1/- définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés;
- 2/- identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau ;
- 3/- choix de la solution d'amélioration des sols ;
- 4/- optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Le choix de la solution d'amélioration des sols demeure directement liée à la granulométrie des sols traiter.

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

- 1- 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 ;
- 2- 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 ;
- 3- la réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;
- 4- 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 ;
- 5- dans les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau naturelles élevées, une solution de colonnes chaux-ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptées ;

lorsque la teneur en eau naturelle est faible, cette technique peut être employée par voie humide (< deep soil mixing >).

La Figure 1.2 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  $q_c$  au pénétromètre statique.

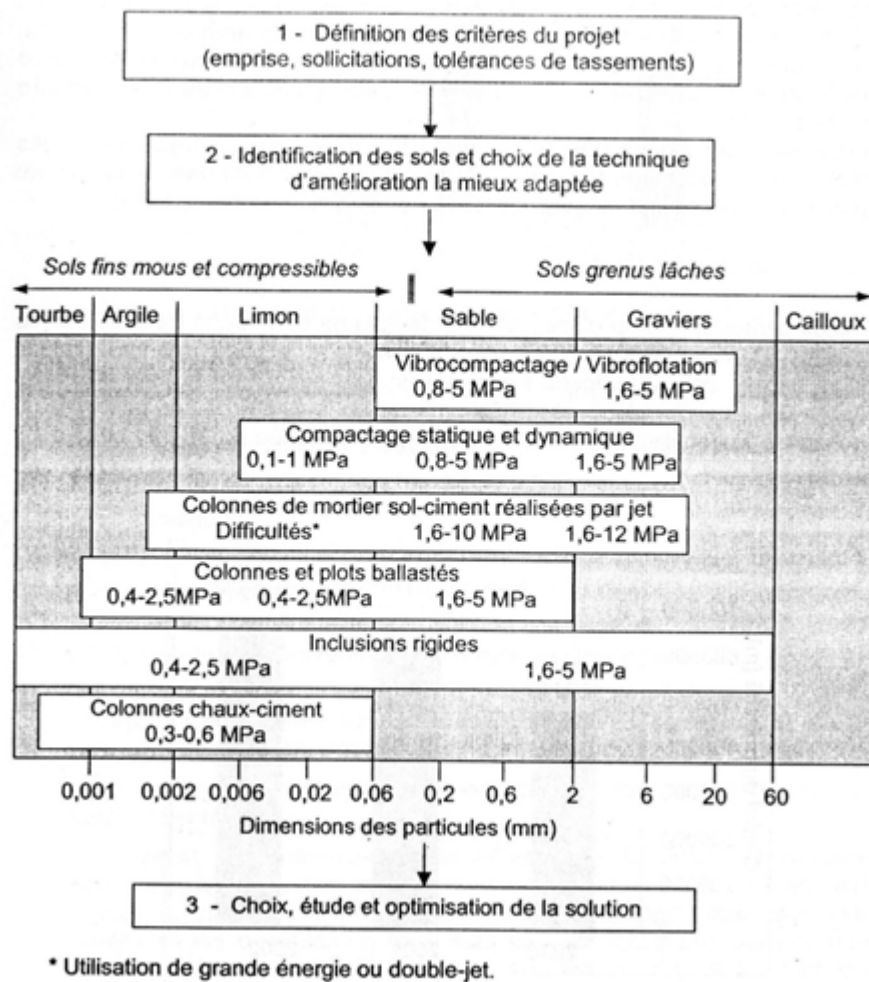


Figure 1.2. Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites Et domaine de validité.[8]

Le Tableau 1.1 donne les principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais.[9]

| Technique                                       | Donnés nécessaires  | Contrainte  | Fiabilité                                       | Commentaires                |
|---|---|---|---|-----------------------------|
| Préchargement                                   | Compressibilité<br>Perméabilité<br>Verticales et horizontales   | Plus rapide   | Plus flexible                                   | Rapide<br>relativement cher |
| Remplacement du sol                             | Epaisseur de la couche  | Mise en dépôt du sol<br>Nouveau matériau              | Bonne en cas de remplacement total              | Rapide cher                 |
| Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté | Résistance et déformabilité du sol                              | Equipements plot expérimental                         | Bonne après analyse de plots expérimentaux      | Cher rapide                 |
| Dalle sur pieux                                 | Résistance du sol   |   | Bonne   | Très cher                   |
| Electro-osmose et injection                     | Propriétés chimico-physiques<br>compressibilité<br>perméabilité | Destruction des électrodes<br>Alimentation électrique | Incertaine                                      | Très cher                   |
| Remblai léger                                   | compressibilité<br>perméabilité                                 | Protection du 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                 |

### 1. 3. RENFORCEMENT DES SOLS PAR GÉOSYNTHÉTIQUES

#### 1. 3.1. PERFORMANCE DES GÉOSYNTHÉTIQUES

L'une des techniques de construction des remblais sur sols compressibles consiste en une solution de renforcement par des nappes géosynthétiques placées à la base du remblai. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. Holtz [10] rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géosynthétiques est de près de 1 milliard de m<sup>2</sup>. En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un

géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

### 2.3.2. DÉFINITION

Le nom "géosynthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.[10]

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

- **Les vinyliques** tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- **Les acryliques** sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- **Les polyamides** (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- **Les polyester** (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- **Les polyoléfin**es tels que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leur bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

### 1.3.3. CLASSIFICATION DES GÉOSYNTHÉTIQUES

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géosynthétiques sont présentées ci-dessous.[11]

- ✚ **Les géotextiles** sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion.

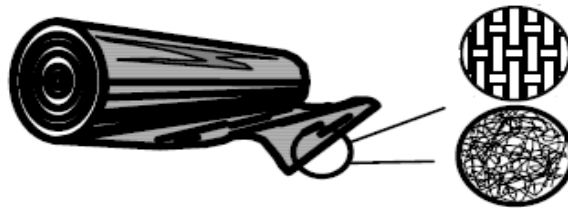
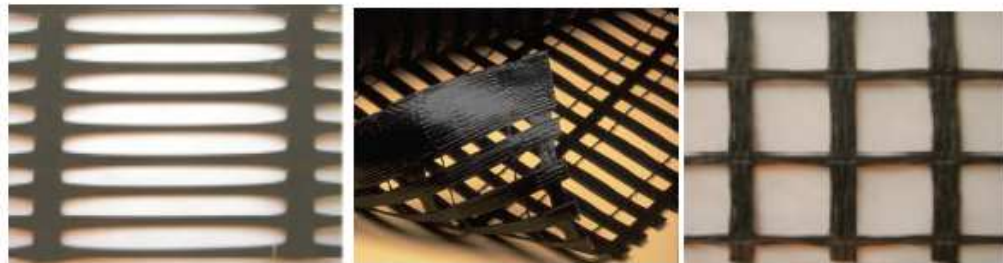


Figure 1.3. Géotextile.

- ✚ **Les géogrilles** sont des géosynthétiques ressemblant à des grilles ouvertes. La principale application des géogrilles est le renforcement des sols.



Géogrille extrudé

géogrille uniaxiale

géogrille biaxiale

Figure 1.4. Différent types de géogrilles.

- ✚ **Les géofilets** sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz.

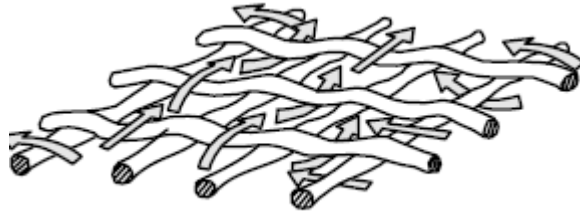


Figure 1.5. Géofilet

- ✚ **Les géomembranes** sont des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées comme couche d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur.



Figure1.6. Géomembrane.

- ✚ **Les géocomposites** sont des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géofilet, géotextile-géogrille, géofilet-géomembrane ou un géosynthétique bentonitique (GSB). Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile.

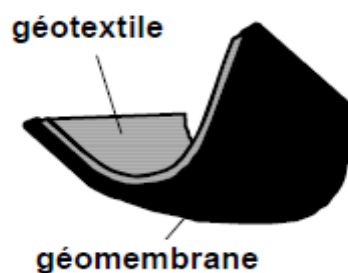


Figure1.7.Géocomposite.



- ✚ **Les géosynthétiques bentonitiques (GSB)** sont des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les géosynthétiques bentonitiques à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges, souvent en association avec une géomembrane.

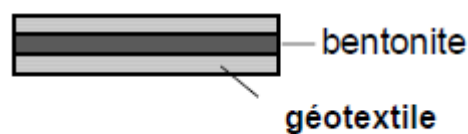


Figure 1.8. Géosynthétique bentonitiques.

- ✚ **Les géotuyaux** sont des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.

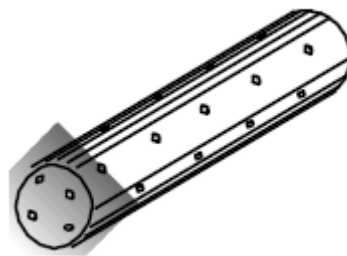


Figure 1.9. de Géotuyaux.

- ✚ **Les géosynthétiques alvéolaires** sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas des bandes de grilles polyolé fines larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en

polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses de géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas.

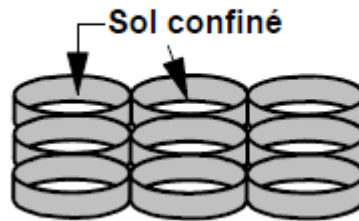


Figure 1.10. Géosynthétiques alvéolaires

- ✚ Les blocs ou plaques de géomousses sont obtenus par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz. Les géomousses sont utilisées pour l'isolation thermique, comme remblai léger ou comme couche verticale compressible pour réduire la pression des sols contre les murs rigides.

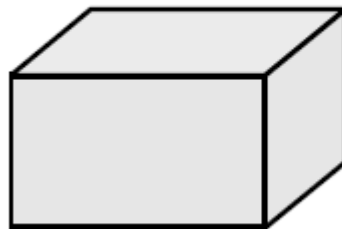
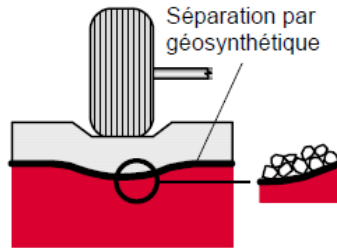


Figure 1.11. Plaques de géomousses.

#### 1.3.4. LES FONCTIONS DES GÉOSYNTHÉTIQUES

- **Séparation** : le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes. [12]



**Figure 1.12.** *l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation*



**Figure 1.13.** *Pose des géogrilles de séparation.*

- **Renforcement** le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.[12]

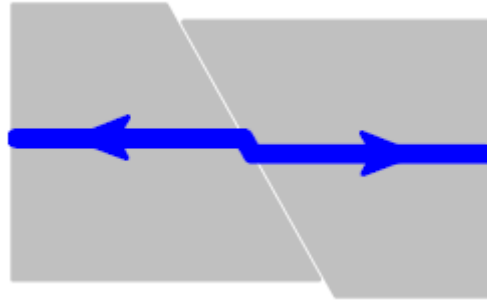


Figure1.14. L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement.



Figure 1.15. Pose des géotextiles de renforcement.

- **Contrôle de l'érosion** le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables.[12]

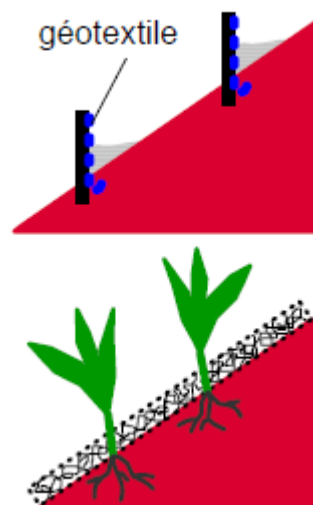
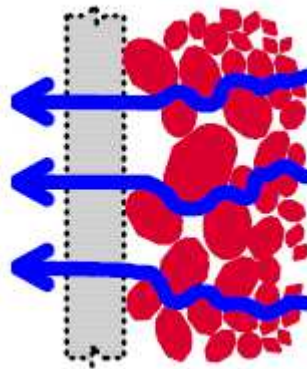


Figure1.16. Utilisation contre l'érosion.

- **Filtration** le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.[12]



**Figure1.17.** *L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration.*



**Figure1.18.** *Utilisation pour filtration.*

- **Drainage** le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des

drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré-chargés.[12]

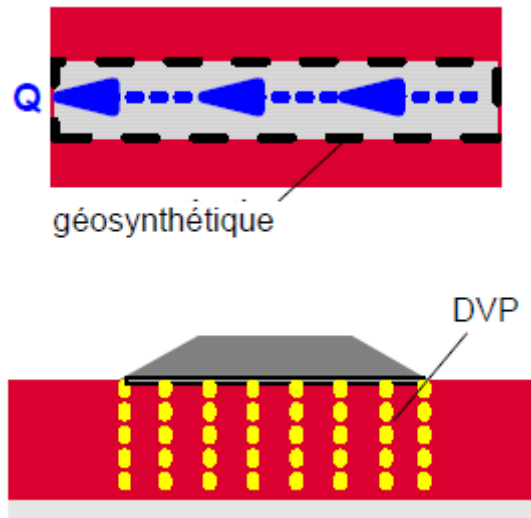


Figure 1.19. Géosynthétiques en drainage.

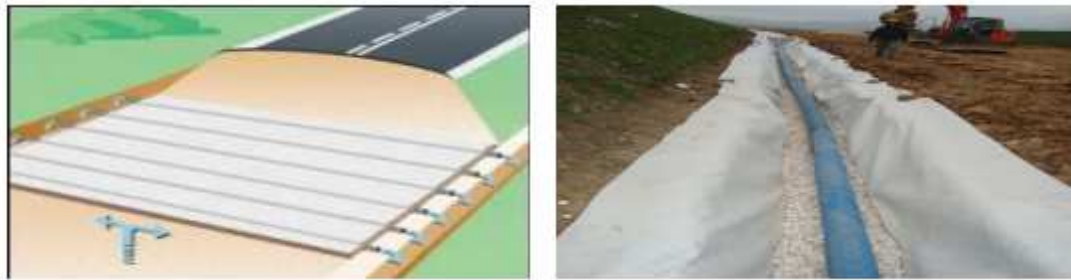
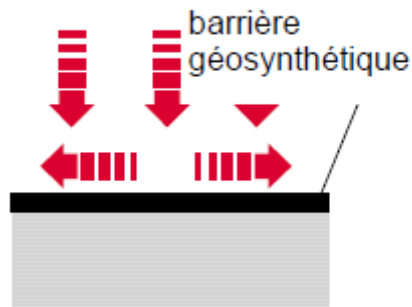


Figure1.20. Utilisation des géotextile pour le drainage.

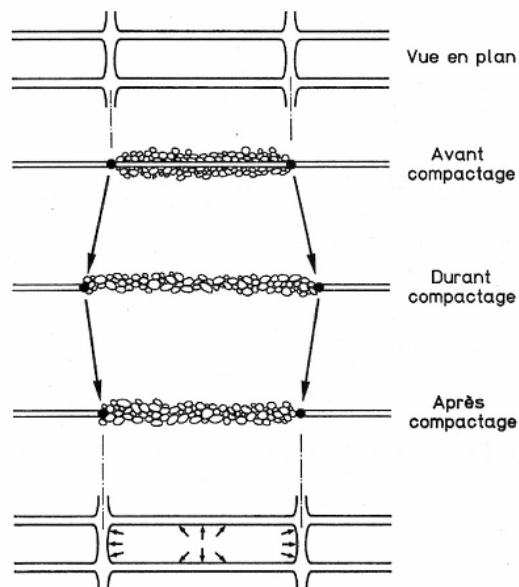
- **Confinement des (barrières aux) fluides/gaz** le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en encapsulage de sols gonflants et confinement de déchets.[12]



**Figure1.21.** Utilisation des géosynthétique comme Confinement des (barrières aux)fluides/gaz.

### 1.3.5. PRINCIPE DE RENFORCEMENT DE GÉOGRILES

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure 1.22.[13]



**Figure1.22.a.** Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage.





Figure1.22.b. Utilisation du géogrid dans le renforcement.

### 1.3.6.GÉOSYNTHETIQUES DANS LES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES

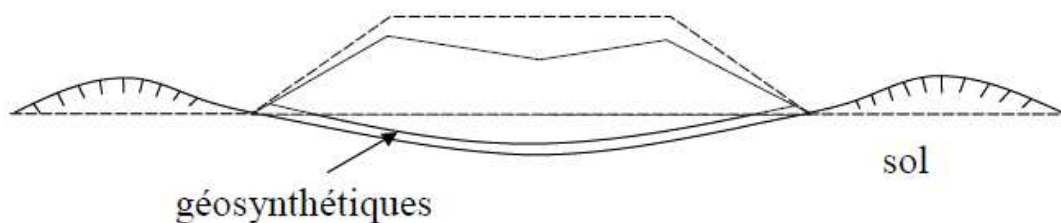
l'utilisation de nappes géosynthétiques pour améliorer la stabilité des remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvée.[14]



Figure1.23.Rupture type d'un remblai non renforcé et utilisation de nappes géosynthétiques en renforcement.

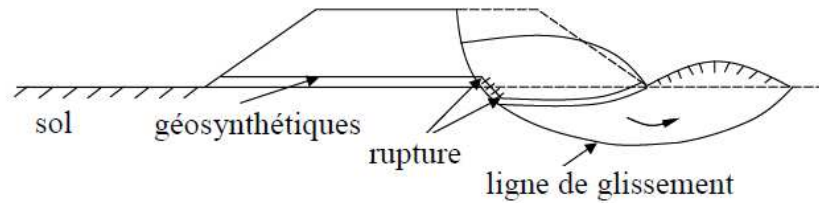
Pour ces problèmes, les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour :

- 1) réduire les déplacements des sols compressibles causés par leurs faibles portances ;

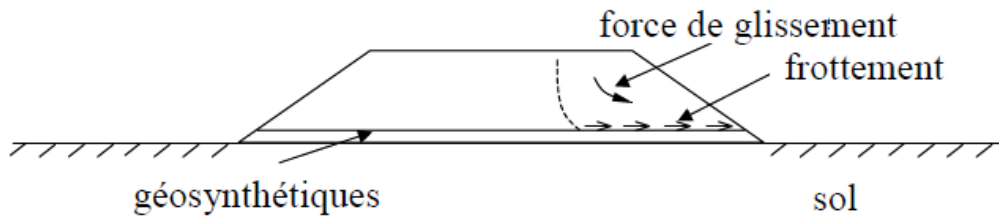




2) prévenir une rupture d'ensemble du remblai et du sol de fondation ;



3) prévenir une rupture par glissement le long de la nappe géosynthétique.



Le niveau de stabilité d'un remblai renforcé sur sols compressibles peut être évalué par le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) :

- pour une stabilité d'ensemble,  $F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \geq$  en général 1.2~1.3

où :

$M_D$  : moment moteur du sol,  $M_R$  : moment résistant du sol et  $\Delta M_R$  : moment résistant dû à l'action du géosynthétique

- pour une stabilité vis-à-vis d'une rupture par glissement,

$$F_s = \frac{P_R}{P_A} \geq \text{en général } \sim 1.5$$

$P_A$  : force de poussée du remblai (de pression de poussée des terres),

$P_R$  : force de frottement le long de l'interface renforcement / remblai.

L'efficacité des nappes géosynthétiques en renforcement de remblais sur sols compressibles est présentée sur les figures suivantes :

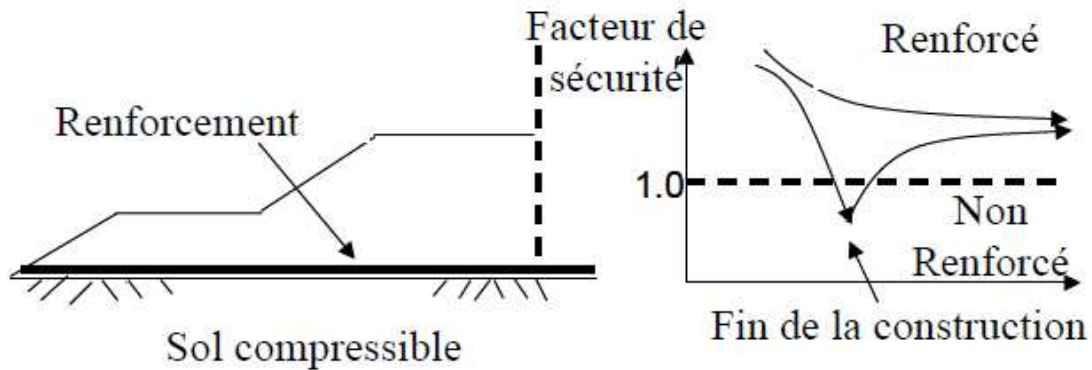


Figure1.24. L'efficacité des nappes géosynthétiques en renforcement de remblais sur sols compressibles.

Dans le cas où le renforcement géosynthétique seul est insuffisant, le renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge peut être utilisé. Des pieux préfabriqués ou une technique d'amélioration des sols peuvent être employés.

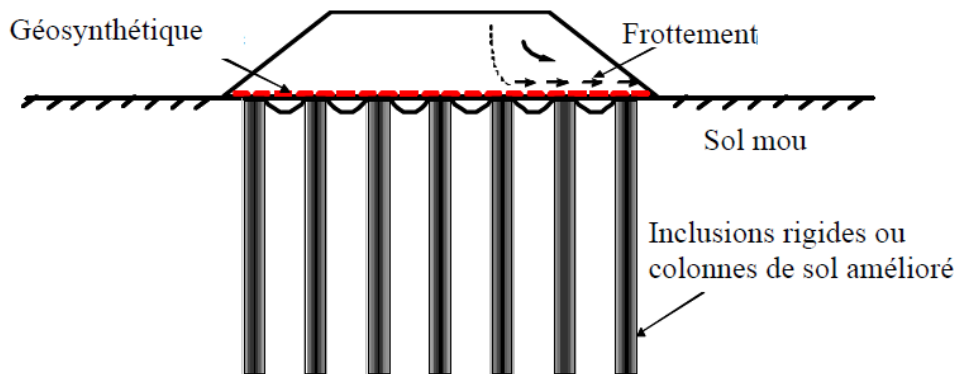


Figure1.25. Renforcement par inclusions rigides et plate-forme de transfert de charge.

### 1.3.7. GÉOSYNTHÉTIQUES DANS LES ROUTES NON RÊVÊTUES

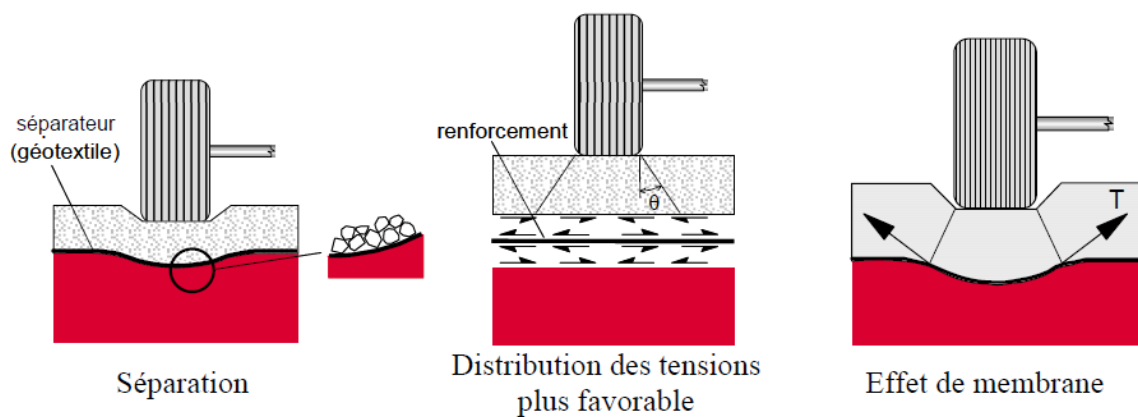
la présence du géosynthétique de renforcement peut apporter les bénéfices suivants :

- réduction de l'épaisseur du remblai ;
- séparation des agrégats et du sol mou ;
- augmentation de la capacité portante du sol mou ;
- réduction de la déformation latérale du remblai ;
- amélioration de la distribution des contraintes ;
- amélioration de la propagation des efforts verticaux;

- réduction de la déformation verticale due à l'effet de membrane ;
- augmentation de la durée de vie de la route ;
- réduction des besoins d'entretien ;
- réduction des coûts de construction et d'entretien de la route.[15]



**Figure1.26.** Mécanismes typiques de dégradation des routes non revêtues et non renforcées sur les sols mous.



**Figure1.27.** Apport des géosynthétiques sur le comportement des routes non revêtues.

A mesure que la profondeur des ornières augmente, la déformation du géosynthétique fournit davantage de renforcement grâce à l'effet de membrane. La composante verticale de la force de tension du renforcement réduit les incréments de déformation verticale du remblai.

Plusieurs recherches dans la littérature ont montré que dans une route renforcée une profondeur d'orniérage donnée sera atteinte pour un nombre de répétitions de charge (intensité du trafic) plus grande que dans le cas non renforcé. Ceci engendrera une plus grande durée de vie et demandera une moindre maintenance.

Un drainage accélérera également la consolidation du sol mou, augmentant sa résistance. Le drainage du sol mou peut être réalisé en employant un géotextile, une géogrille et un

géotextile ou un géocomposite. La stabilisation de la partie supérieure du sol mou sera bénéfique si la route doit être revêtue par la suite en réduisant les coûts de construction et en réduisant au minimum les déformations de la chaussée.

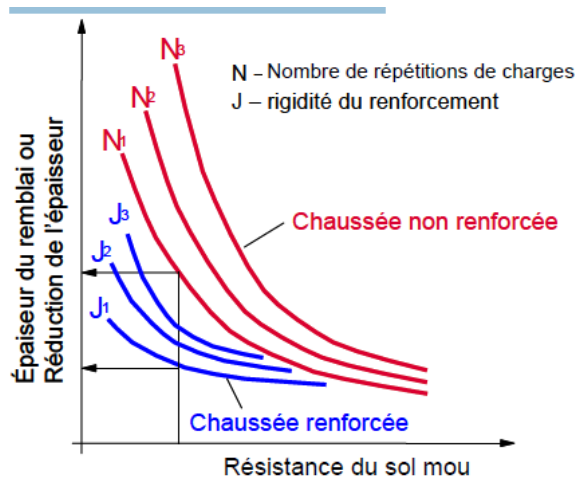


Figure1.28. Diagramme typique de conception.



Figure1.29. Construction d'une route non revêtue sur une argile organique molle.

Des méthodes de conception sont disponibles dans la littérature, y compris des méthodes simples qui comportent l'utilisation de diagrammes pour les analyses préliminaires. Ces méthodes exigent des paramètres conventionnels des sols et des géosynthétiques pour la conception dans des conditions courantes. Quelques diagrammes de conception ont été également développés par quelques producteurs de géosynthétiques spécifiquement pour la conception préliminaire en utilisant leurs produits.

### 1.3.8. LES PRINCIPAUX DOMAINES D'APPLICATION DE GÉOSYNTÉTIQUE

#### 1.3.8.1 le renforcement

le rôle de géosynthétique dans le renforcement est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau de bonne caractéristique à la compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristique de résistance à la traction et à la compression. le renforcement est le résultat de transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux . flut (1988) a deviser la fonction de renforcement en deux catégories :

- le géosynthétique travail comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan ;
- le géosynthétique travail comme membrane qui reprend, en plus des efforts dans son plans, les efforts normaux.[16]

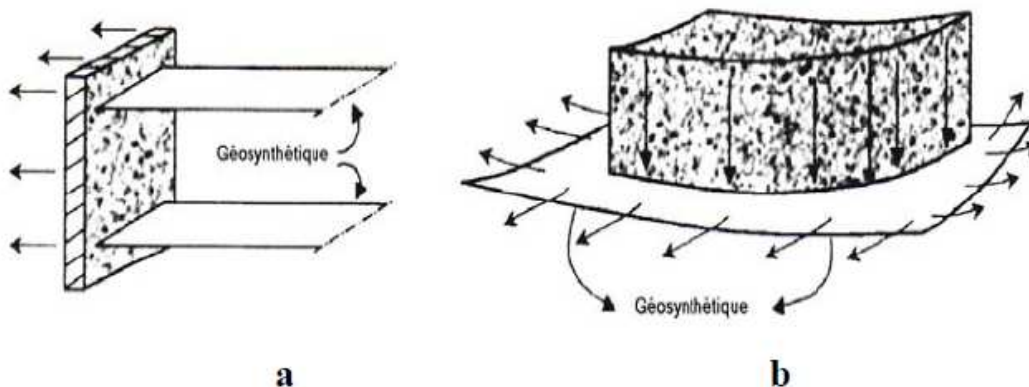


Figure1.30. *La fonction de renforcement.*

#### 1.3.8.2 les routes et les chemins de fer

les routes et le chemins de fer sont souvent construits à travers des couches de sols faibles et compressibles. Pour distribuer les charges du trafic afin de diminuer les contraintes sur le sol d'assise, en place une couche d'agrégats avec de bonnes propriétés mécaniques. Along terme l'interaction entre les agrégats et le sol de fondation sous chargement dynamique, va causer l'érosion de sol porteur et la pénétration des agrégats qui donne à la fin des déflexions et éventuellement la rupture.

Pour réduire les déflexions et obtenir une meilleur performance du système on introduit une couche de géosynthétique entre la couche d'agrégat et sol support. cette couche de géosynthétique ne joue pas seulement le rôle de séparation entre les deux matériaux mais aussi un rôle de renforcement. [16]

### 1.3.8.3 Les fondations

Les fondations superficielles qui sont construites sur un mauvais sol ont une capacité portante très basse et enregistrent des tassement important. pour améliorer cette situation, ces fondation peuvent être placés dans un sol granulaire de bonne caractéristique et séparer de mauvais sol par une nappe de géosynthétique qui bien répartir les efforts venant de la superstructure.[16]

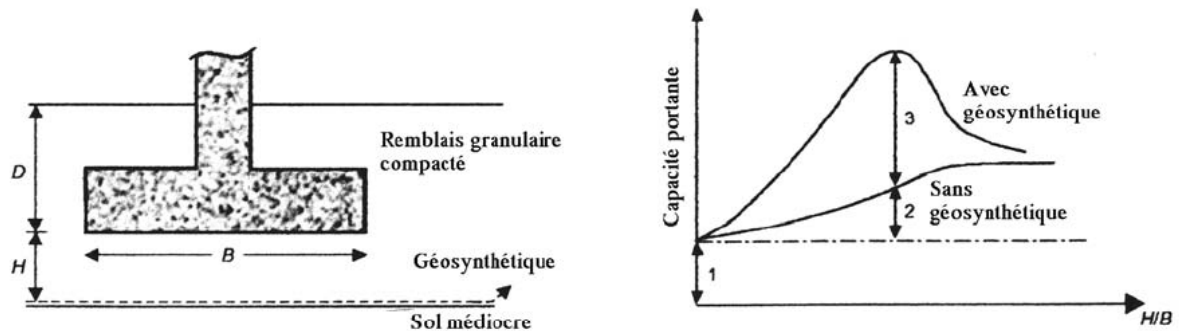


Figure 1.31. Variation de la capacité portante après utilisation de géosynthétique (Das, 1988).

### 1.3.9. AUTRES APPLICATION

Les géosynthétiques peuvent aussi être utilisés pour :

- La stabilité des murs des remblais ;
- La stabilité des pentes raides ;
- La stabilité des murs de soutènement. [16]

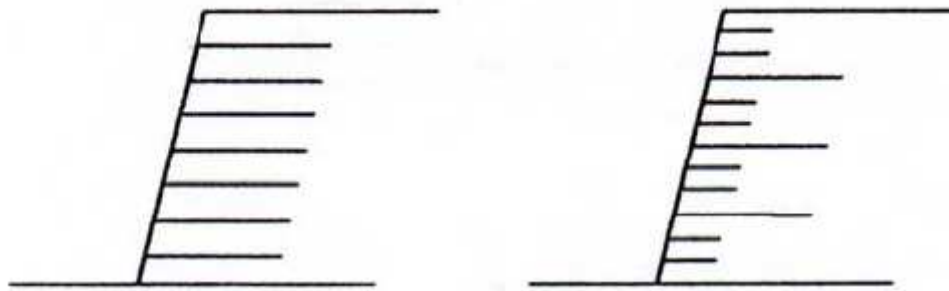


Figure1.32. Renforcement des pentes par géosynthétiques.

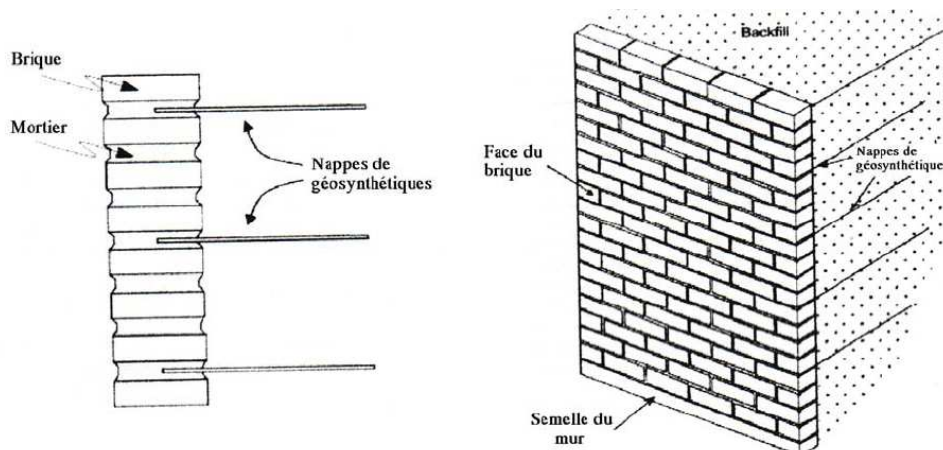


Figure 1.33. Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement.

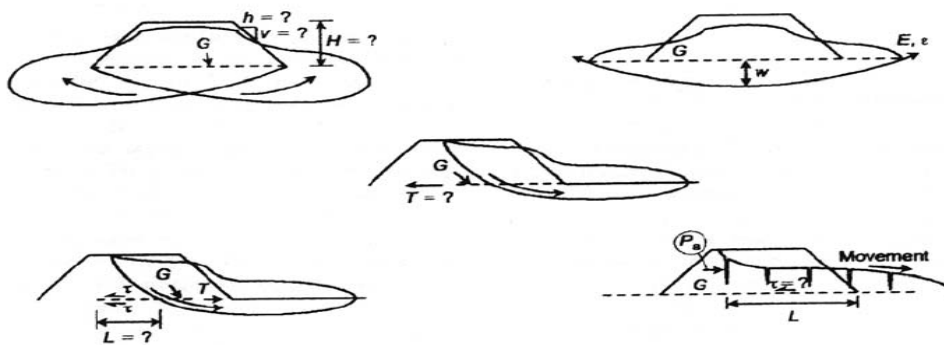


Figure1.34. Rôle des géosynthétiques pour stabiliser les remblais selon différents modes de rupture.

### **1.3.10. AVANTAGE DE L'UTILISATION DE GÉOSYNTHÉTIQUE POUR LE RENFORCEMENT**

- ✓ amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- ✓ réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- ✓ réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- ✓ modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- ✓ diminution des emprises;
- ✓ création de merlons antibruit d'aspect naturel;
- ✓ réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- ✓ augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- ✓ préservation de l'aspect naturel du paysage;
- ✓ optimisation des coûts de construction.[13]

## **1.4. RENFORCEMENT DES SOLS COMPRESSIBLES PAR COLONNES BALLASTÉES**

### **1.4.1. DÉFINITION DE COLONNES BALLASTÉES**

Les colonnes ballastées constituent une méthode de renforcement des sols par l'incorporation de colonnes de gravier compactées dans le sol. Ce procédé convient à des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles. Les colonnes ballastées ne constituent en rien des éléments de fondation. Leur but est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructures de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation. Elles permettent la maîtrise du comportement des fondations superficielles du futur ouvrage. Le matériau de la colonne ballastée est un matériau pulvérulent de forte portance, la colonne constitue donc un drain et permet donc en plus de l'augmentation de la capacité portante du sol existante d'augmenter la vitesse de consolidation du sol.[17]



### 1.4.2. OBJECTIF DE TRAITEMENT

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations.[18]

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des Séismes.

### 1.4.3. DOMAINES D'APPLICATIONS

#### ❖ *Ouvrages*

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. La liste suivante, bien que non exhaustive, rend compte de la variabilité des applications :

- remblais routiers, ferroviaires ;
- bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des bâtiments industriels comme des bureaux, hangars, zones de production, silos, réservoirs, stations de traitement des eaux usées (bacs de décantation, installations annexes) ;
- pistes d'aéroport ;
- stabilisation de talus.[8]

#### ❖ *sols concernés*

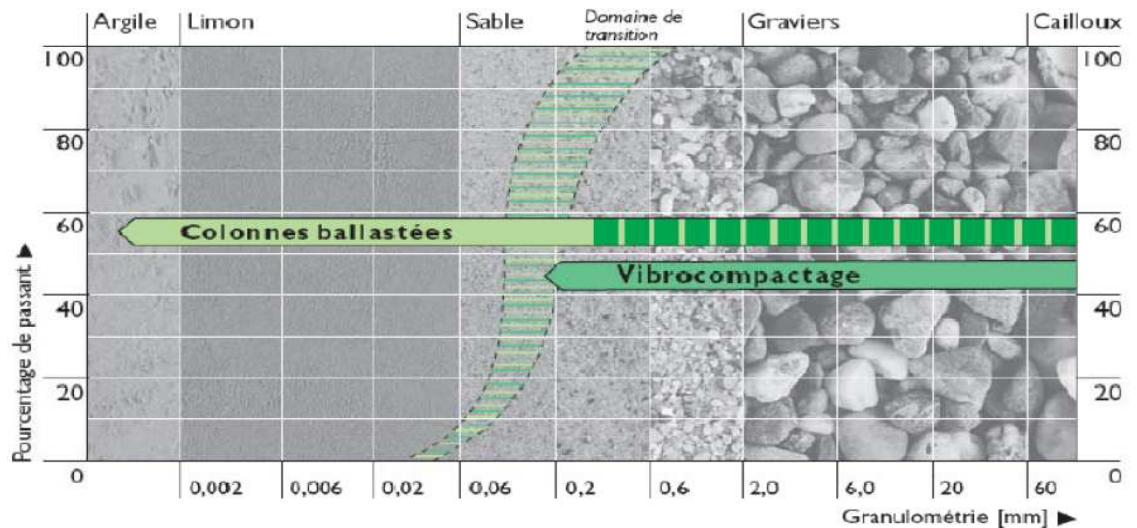


Figure 1.35. Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller).

#### 1.4.4. MODE OPÉRATOIRE

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- **Par voie sèche** : On utilise le lançage à l'air.
- **Par voie humide** : On utilise le lançage à l'eau.
- **Par pilonnage**.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- De la nature et de l'état de saturation du sol ;
- Du but recherché ;
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.[8]

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométrie contrôlées et les Plus homogènes possibles (gaves naturelles, roulées ou concassées).

La traversée des couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction de terrain. Tout volume excavé est rempli et compacté par le matériau d'apport.

### a) Colonnes exécutées par voie humide

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

- réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée;
- remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable;
- compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.[9]

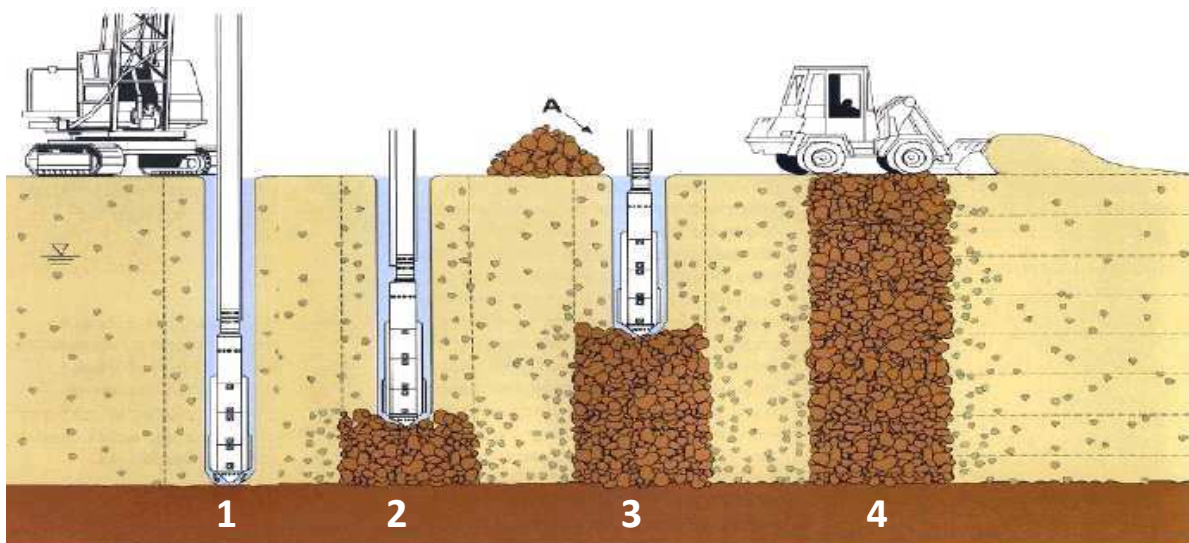


Figure 1.36. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide

(Document de Keller®).

### b) Colonnes exécutées par voie sèche

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

- auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement à l'aide de l'air jusque à la profondeur désignée;
- remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât;
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne.[9]

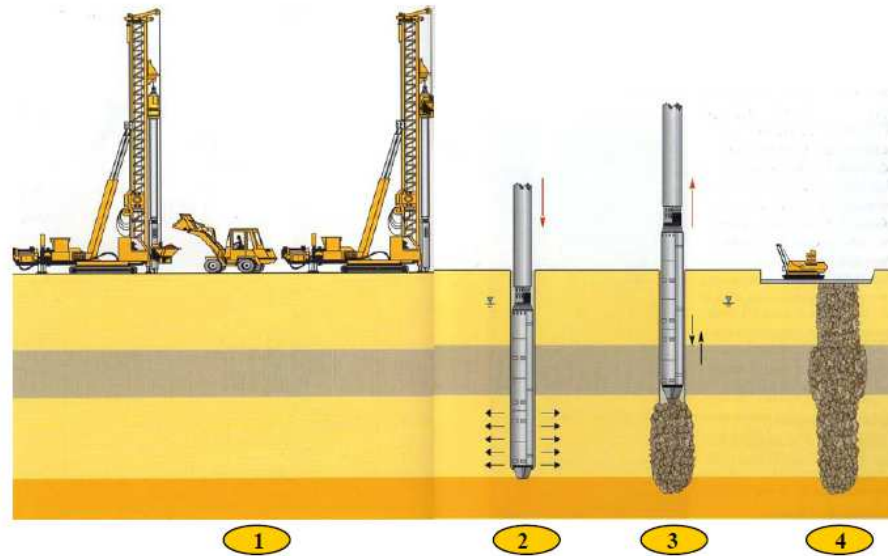


Figure 1. 37. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (Document de Keller®).



Figure 1.38. Colonnes ballastées réalisées par voie sèche[doc. KELLER].

### c) Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki »)

La réalisation des colonnes ballastées pilonnées (connues aussi sous le nom de « pieux de gravier ») du procédé « Franki » nécessite les étapes suivantes :

- 1- confection du bouchon de battage « Franki » à l'aide du gravier ;
- 2- battage au fond du tube avec dameur intérieur ;
- 3- expulsion du bouchon de gravier;
- 4- réalisation de la colonne par damage de charges de gravier et extraction de tube ;
- 5- finition de la colonne.

La technique des colonnes ballastées pilonnées du procédé « Franki » garantie la réalisation d'une colonne compactée énergiquement et dont le diamètre varie en fonction de la qualité du gravier apporté.[9]

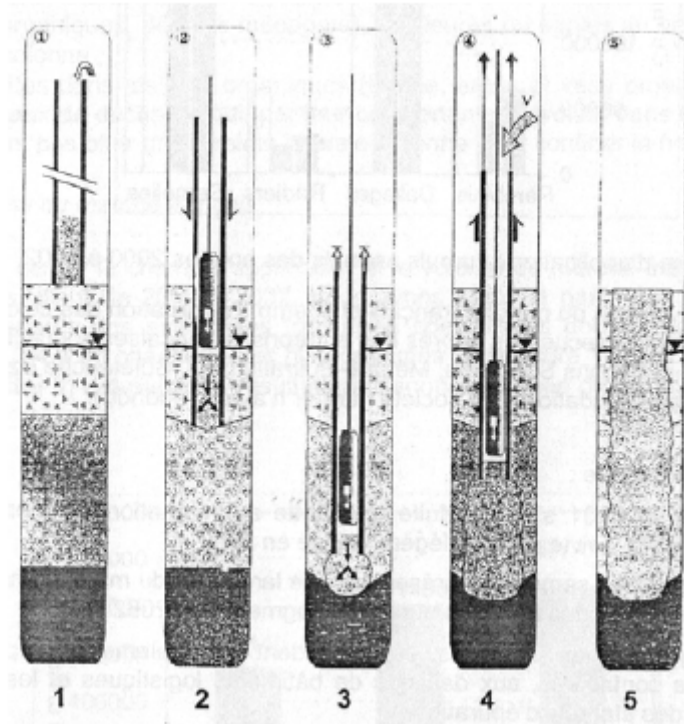


Figure 1.39. Mise en œuvre des colonnes pilonnées.

#### 1.4.5. LES AVANTAGES

- Les Colonnes Ballastées sont réalisées pour traiter les problèmes de tassement des couches compressibles et permettent de conserver des systèmes de fondations superficielles et des dallages sur terre-plein;
- Leur caractère drainant permet, le cas échéant, d'accélérer la consolidation des sols en place;
- Pas de recépage ni de temps de séchage avant l'intervention du gros œuvre, terrassement directement dans les colonnes pour la réalisation des semelles de fondation;
- Traitements anti-liquéfaction des sols en apportant des effets combinés de drainage et d'amélioration de la résistance au cisaillement du sol renforcé.[19]

## 1.5. CONCLUSION

Nous avons exposé dans ce chapitre les techniques les plus utilisés en pratique pour l'amélioration des sols. le renforcement par des nappes géosynthétiques représente une alternative économiquement et techniquement intéressante.

La méthode de traitement par colonnes ballastées est largement utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols compressibles.

*CHAPITRE 2 : ÉTUDE NUMÉRIQUE DE LA  
STABILITÉ DES TALUS*



## CHAPITRE 2

# *CALCULE DE LA STABILITÉ DES TALUS*

### 2.1. INTRODUCTION

**L**e problème de la stabilité des talus et la stabilité des terrains en général constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires d'ouvrages d'art et miniers.

Les mouvements de terrains (Les glissements de terrain, coulées de boues, éboulement rocheux, gonflement ou retrait des sols, affaissements...) sont des mouvements qui affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle. la rupture d'un talus par glissement se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie de massif.

De nombreuses méthodes ont été développées pour l'étude du problème des glissements de terrain en faisant des hypothèses différentes sur la forme et l'emplacement de la surface de glissement.

Ce chapitre présente les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus on utilise les méthodes classique (calcul en équilibre limite) et les méthodes numériques (méthodes des éléments finis).

### 2.2. DÉFINITION DE LA RUPTURE

La rupture d'un sédiment est définie à partir de l'observation courbe effort déformation ( $\tau$ ,  $\varepsilon$ ) obtenue à partir des essais de déformation. La (figure 2.1) montre les deux allures des courbes que l'on peut retrouver dans le diagramme contrainte déformation:

(1) la présence d'un maximum et (2) une forme continuellement croissante. Pour la première courbe ( $\tau$  vs  $\varepsilon$  qui présente (radoucissement), on considère qu'il y a rupture lorsque le maximum est atteint.

Par contre, pour le deuxième type de courbe (écrouissage), la rupture est définie de manière. Plus arbitraire, on admet qu'il y a rupture lorsqu'on a atteint un certain pourcentage de déformation. [20]



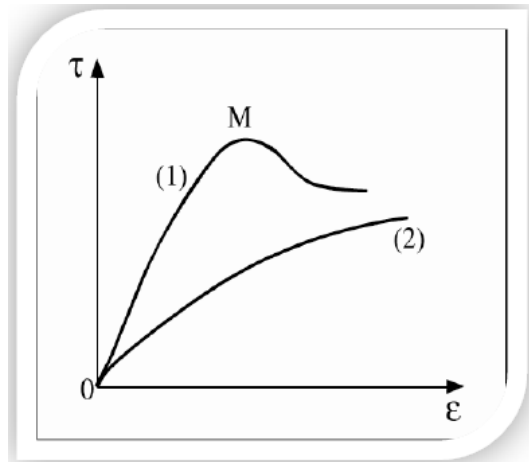


Figure 2.1. Diagramme  $\tau$ - $\varepsilon$  montrant les deux allures des courbes.

### 2.3. MÉCANISMES DE RUPTURE

Un mécanisme de rupture par cisaillement général, caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol, d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants. [21]

### 2.4. NOTION DE COEFFICIENT DE SÉCURITÉ

Le principe de calcul de la stabilité des pentes consiste à déterminer le coefficient de sécurité  $F_s$ . ce coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Pour déterminer le facteur de sécurité  $F_s$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- ❖ Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $F_s$  inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour  $F_s=1$ , les caractéristiques correspondantes.
- ❖ La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (tableau 2.1):

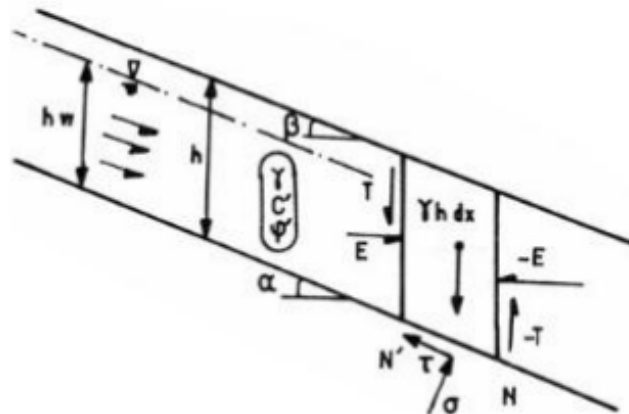
**Tableau 2.1.** Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

| Définition             | Formule                                     |
|------------------------|---|
| Rapport de contraintes | $F = \tau_{\max} / \tau$                    |
| Rapport de forces      | $F = E_{\text{resist}} / E_{\text{moteur}}$ |
| Rapport de moments     | $F = M_{\text{resist}} / M_{\text{moteur}}$ |
| Rapport de grandeurs   | Par ex : $H / H_{\text{Max}}$               |

(si  $F_s > 1$ , il n'y a pas rupture ; si  $F_s < 1$ , il y a rupture ; si  $F_s = 1$ , il y a équilibre limite).

#### 2.4.1. Cas des ruptures planes (glissements plans)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.



**Figure 2.2.** Schéma type d'une rupture plane.

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F_S = \frac{c' L + (W \cos \alpha - u) t g \varphi'}{W \sin \alpha} \quad (2.1)$$

Dans laquelle L désigne la longueur du talus,  $\alpha$  sa pente, W le poids des terres en mouvement U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c' la cohésion effective et  $\varphi'$  l'angle de frottement interne effectif.

**2.4.2. Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)**

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène.

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

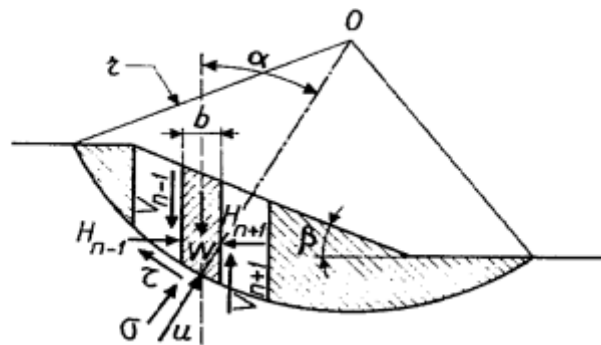


Figure 2.3. Schéma type d'une rupture circulaire.

U pression interstitielle

V. h forces intertranches

W poids de la tranche n

$\tau, \sigma$  contraintes à la base de la tranche n

- **la méthode de Fellenius**, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\sum (c' b + (W \cos^2 \alpha - u b) t g \varphi') / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.2)$$

- **la méthode de Bishop**, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_S = \frac{\Sigma(c' + b + (W - ub)tg\phi') / (\cos \alpha + \frac{\sin \alpha tg\phi'}{F})}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (2.3)$$

### 2.4.3. Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture.[22]

## 2.5. CHOIX DE LA VALEUR DU COEFFICIENT DE SÉCURITÉ DANS LE CALCUL DE STABILITÉ

Le facteur de sécurité minimal  $F_S$  adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la

cohésion drainé  $C_u$ ). Le (tableau 2.2) ci-dessous, nous donne les valeurs de  $F_S$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de  $F_S$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

**Tableau 2.2.** Les valeurs de  $F_S$  en fonction de l'importance de l'ouvrage.

| $F_S$    | Etat de l'ouvrage  |
|----------|--|
| <1       | Danger   |
| 1.0-1.25 | Sécurité contestable   |
| 1.25-1.4 | Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique |
| >1.4     | satisfaisante pour les barrages  |

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que  $F_s = 1,5$  pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop). [23]

## 2.6. MÉTHODES DE CALCUL DE STABILITE DES PENTES

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure 2.4). [20]

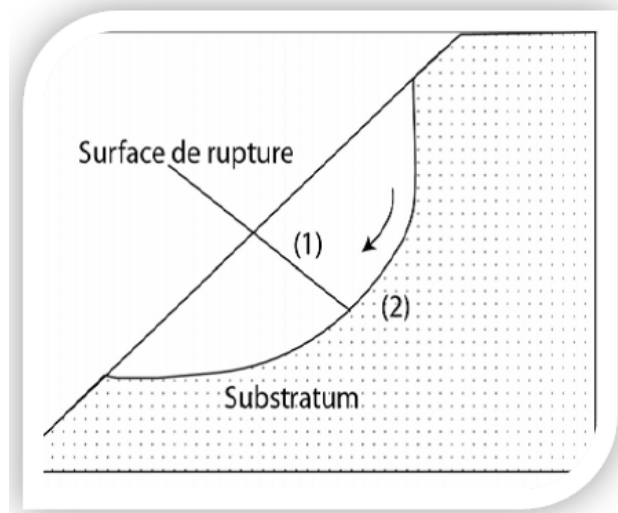


Figure 2.4. Surface de rupture.

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes des éléments finis.
- Les méthodes des abaques.

### 2.6.1. METHODES A L'EQUILIBRE LIMITE

### 2.6.1.1. Introduction

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géomatériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture:  $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$ . Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à équilibrer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

### 2.6.1.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif (la figure 2.5) Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

- la surface critique;
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

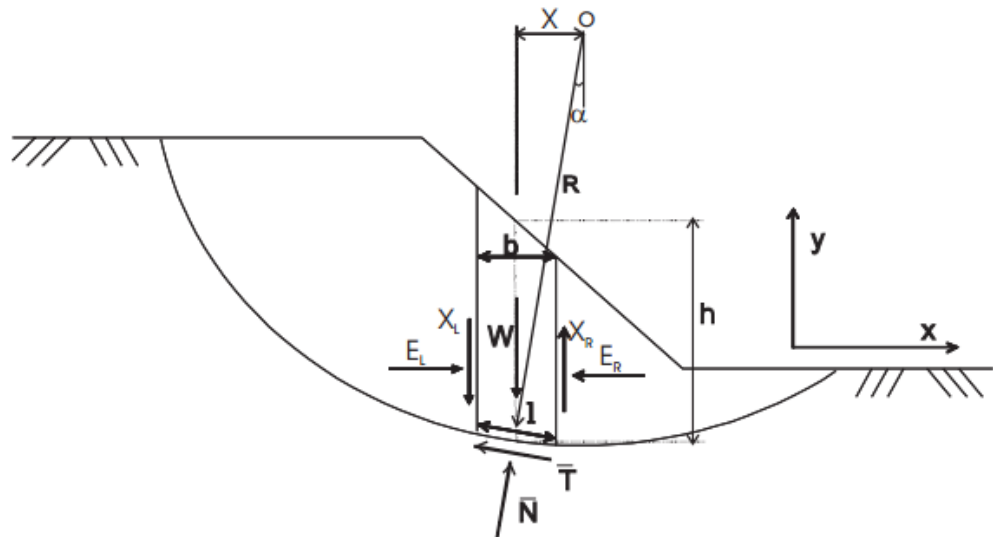


Figure 2.5. Exemple d'une rupture circulaire.

Comme on peut le voir sur la figure 2.5, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

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

$\bar{N}$ ,  $\bar{T}$  = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

$X$ ,  $E$  = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

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

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

$R$  = rayon du cercle de rupture de centre  $o$

$l$  = longueur du plan de glissement de la tranche

$x$  = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit:

$$\bar{N} = \sigma l \text{ et } \bar{T} = \tau_m l$$

où  $\tau_m$  est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s}$$

où

- $\tau$  est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:  $\tau = c' + (\sigma - u)\tan\phi'$ :
- $F_s$  est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors:

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \quad (2.4)$$

Où

$$\boxed{\bar{T} = \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']} \quad (2.5)$$

**Pour une tranche:**

**En projetant verticalement toutes les forces:**

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad (2.6)$$

Si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur (équation(2.5)),on obtient :

$$\boxed{\Rightarrow \bar{N} = [W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha + -ul \tan \phi' \sin \alpha)] / m_\alpha} \quad (2.7)$$

Où

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s} \right) \quad (2.8)$$

• **En projetant horizontalement toutes les forces:**

$$\bar{T} \cos \alpha + \bar{N} \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \quad (2.9)$$

Si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur (équation [2.5]), on obtient:

$$\boxed{E_R - E_L = \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha} \quad (2.10)$$



On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par  $F_m$ .
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les uns tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par  $F_f$ .

### Equilibre global des moments:

$\sum W \cdot x = \sum \bar{T}$ . Ret si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur (l'équation [2.5]) et x par  $R \sin \alpha$  :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.11)$$

### Equilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée:

$$\sum E_R - E_L = 0 \quad (2.12)$$

$$\sum X_R - X_L = 0$$

D'où, l'équation [2.10] donne:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad (2.13)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que est  $F_m$  moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité  $F_m$  et  $F_f$ , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses:

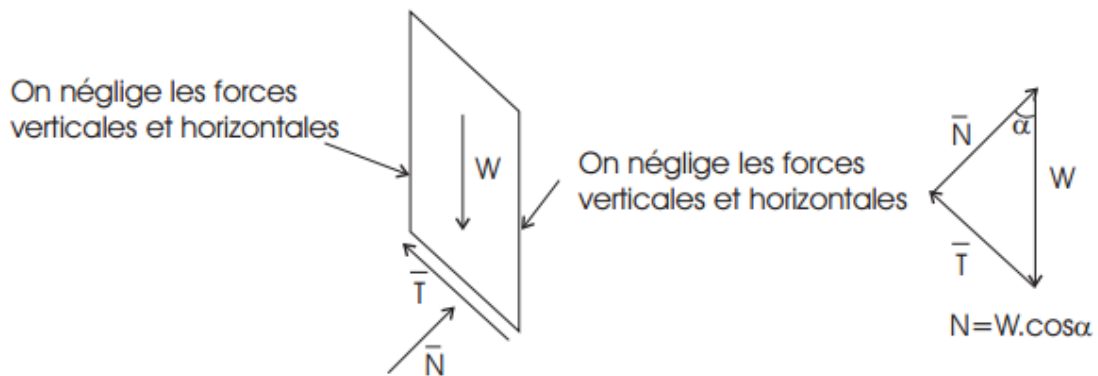
### 2.6.1.3. Méthode de Fellenius [1927]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure 2.6

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{N} \cdot \cos \alpha + \bar{T} \cdot \sin \alpha = W \\ \bar{T} \cdot \cos \alpha + \bar{N} \cdot \sin \alpha = 0 \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cdot \cos \alpha \quad (2.14)$$

partir des équations [2.6] et [2.9], la force normale  $\bar{N}$  devient:



**Figure 2.6:** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation [2.11]  $\bar{N}$  par la valeur trouvée ( $\bar{N} = W \cdot \cos \alpha$ ), on aura:

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum c' l + (W \cdot \cos \alpha - ul) \tan \phi'}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.15)$$

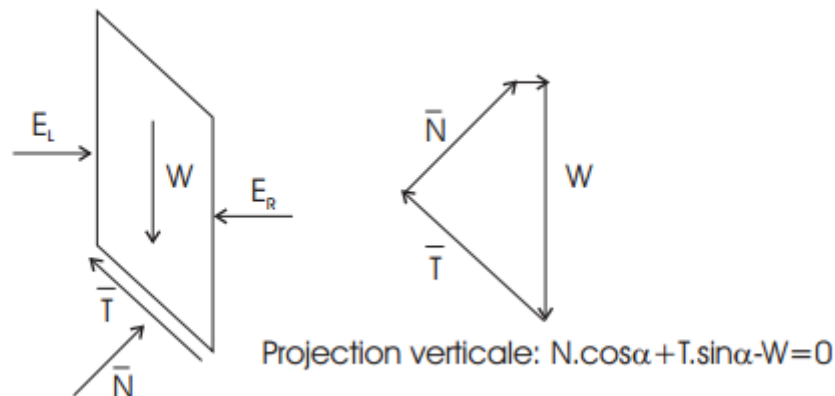
C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

### 2.6.1.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;

- elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure 2.7).



**Figure 2.7.** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. L'équilibre vertical donne l'équation [2.7] et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches

(  $X_R - X_L = 0$  ), nous aurons:

$$\Rightarrow \bar{N} = \left[ W - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha + -ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad (2.16)$$

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) \tan \phi'] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.17)$$

Où

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s} \right) \quad (2.18)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité  $F_m$  (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

### 2.6.1.5. Méthode simplifiée de JANBU [1956]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation [2.13]:

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad (2.19)$$

et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum \bar{N} \tan \alpha} \quad (2.20)$$

Ce coefficient de sécurité  $F_f$  est corrigé par un facteur  $f_0$  dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol:

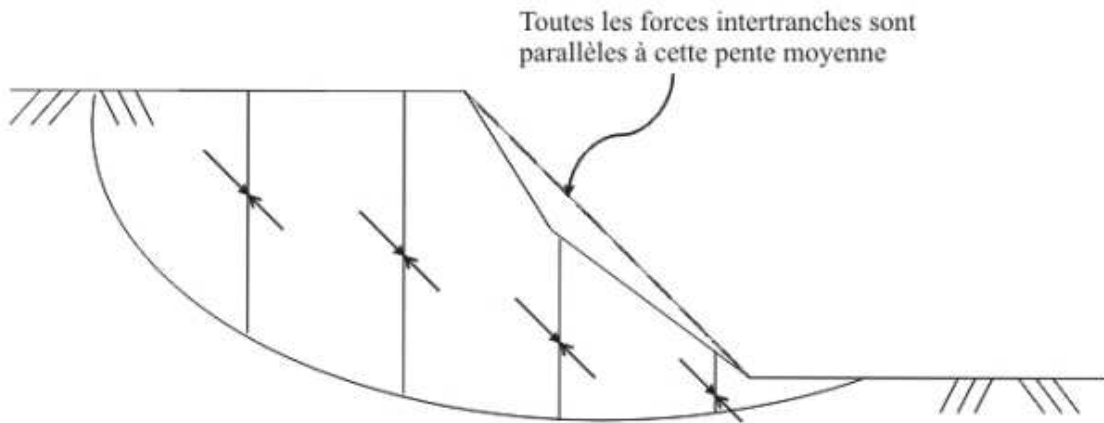
$$F_f' = f_0 \cdot F_f$$

### 2.6.1.6. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps Of Engineers [1970]

Hypothèses:

- la méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure 2.7).

Comme la méthode de Janbu, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.



**Figure 2.8.** Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.

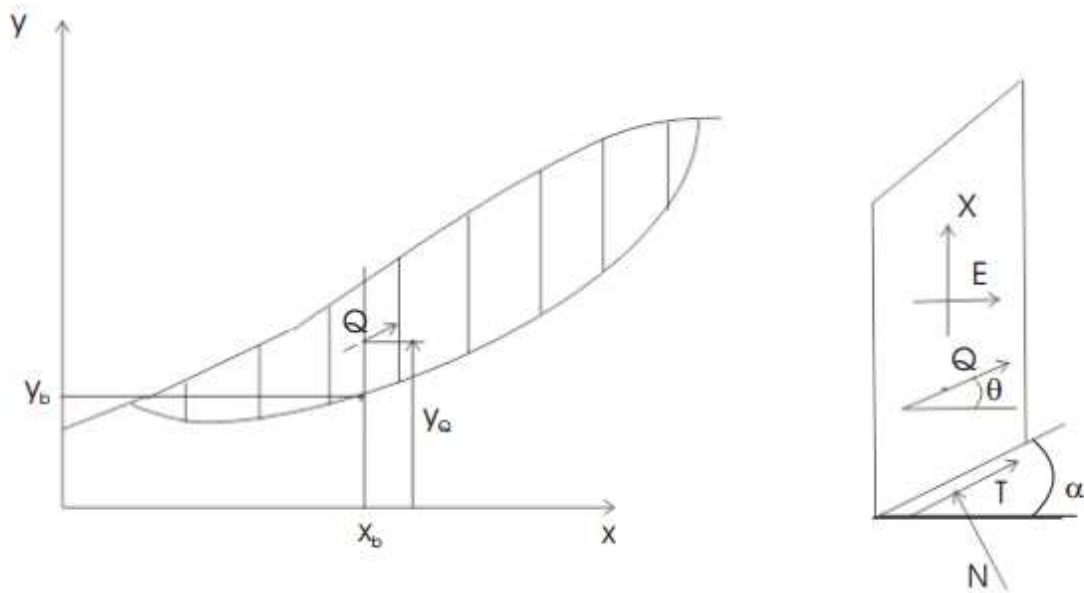
Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches.

#### 2.6.1.7. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure 2.9).
- elle suppose aussi que la force normale  $N$  agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.



**Figure 2.9.** Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.

Pour SPENCER [1967] l'inclinaison  $\theta$  est constante et pour MORGENSTERN et PRICE [1965] le rapport  $\frac{X}{E} = \lambda f(x)$ , où  $f(x)$  est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement,  $\lambda$  étant le facteur d'échelle.

### 2.6.2. METHODE DES ELEMENTS FINIS

Toutes les méthodes à la rupture permettant l'analyse de la stabilité des pentes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, les méthodes d'analyse numérique donnant accès aux contraintes et aux déformations au sein du sol connaissent une large utilisation. De plus, le comportement des massifs de sol avant la rupture ou au stade du pré rupture ne peut pas être analysé par des méthodes à l'équilibre limite car on ne peut mettre en évidence aucune surface de rupture. Ce phénomène peut être décrit par les méthodes volumiques (méthodes des éléments finis) qui prennent en compte tout le massif dans l'analyse de la stabilité. [24]

2.6.2.1. Quelques concepts de base

- Définition du tenseur contrainte et déformation:

Si on utilise les contraintes et les déformations sous forme de tenseurs, le tenseur déformation de Cauchy s'écrit en fonction des déplacements:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \tag{2.21}$$

Ici, la variable duale est le tenseur contrainte de Cauchy. Si on prend par exemple un état plan de déformation qui se caractérise par une déformation nulle dans le sens perpendiculaire au plan considéré, les tenseurs se réduisent à:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & 0 \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} \text{ et } \underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & 0 \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{2.22}$$

- Equation d'équilibre statique d'un volume élémentaire et l'équation d'équilibre en surface:

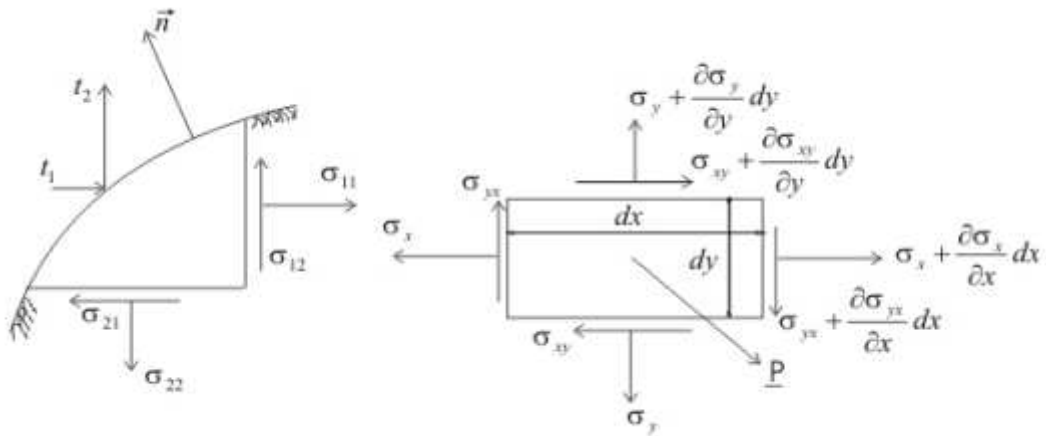


Figure 2.10. Equilibre en surface et en volume.

$$\text{div}(\underline{\underline{\sigma}}) + \rho \underline{\underline{g}} = 0 \tag{2.23}$$

$$\underline{\underline{t}} = \underline{\underline{n}} \underline{\underline{\sigma}} \tag{2.24}$$

où  $\rho$  représente la masse volumique du milieu,  $\underline{\underline{g}}$  est le vecteur de l'accélération de la pesanteur,  $\underline{\underline{t}}$  les contraintes appliquées en surface et  $\underline{\underline{n}}$  le vecteur normal à cette surface.

- Equation de bilan local de conservation de la masse de fluide:

$$\dot{S}_f + \text{div}(\underline{V}_f) - Q_f = 0 \tag{2.25}$$

où  $\dot{S}_f$  représente la quantité de fluide emmagasiné,  $\underline{V}_f$  le flux massique de fluide et  $Q_f$  une source de fluide en volume.

- Forme faible des équations de bilan

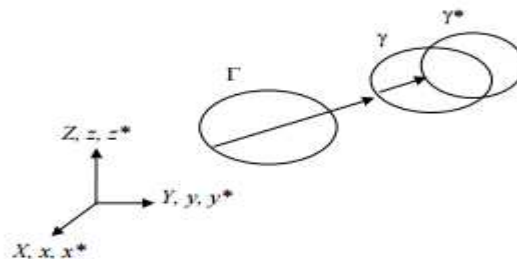
Pour passer des équations d'équilibre local à des équations d'équilibre global qui sont nécessaires pour la modélisation en éléments finis, on peut utiliser le théorème des puissances virtuelles. Pour un champ de vitesses virtuelles  $\underline{v}$ , cinématiquement admissibles (respectant la continuité du solide et les conditions limites), l'égalité des puissances virtuelles extérieure et intérieure entraîne le respect de l'équilibre local en tout point du domaine et donc de l'équilibre global. Les puissances virtuelles correspondent à la puissance développée par les forces extérieure et intérieure, pour le champ de vitesse considéré:

$$\delta W_E = \int_V \rho \underline{g} \delta \underline{v} dV + \int_A \underline{t} \delta \underline{v} dA \tag{2.26}$$

$$\delta W_I = \int_V \underline{\underline{\sigma}} \delta \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} dV \tag{2.27}$$

où  $\underline{t}$  représente les forces de surface appliquées au domaine et  $\delta \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$  est le tenseur vitesse de déformation virtuelle associé au tenseur contrainte.

Notons que dans les problèmes traités, les configurations initiale et déformée sont différentes quand de grandes déformations (et/ou déplacements) sont possibles comme le montre la figure 2.10:



**Figure 2.11.** Différentes configurations d'un corps:  $\Gamma$  (conf. initiale),  $\gamma$  (conf. de référence),  $\gamma^*$  (conf. déformée).



Dans ce travail, nous utilisons une formulation Lagrangienne actualisée dans la dernière configuration à l'équilibre  $\gamma$ . Les contraintes  $\underline{\underline{\sigma}}$  utilisées dans la relation [2.27] sont les contraintes de Cauchy, exprimées dans la configuration déformée, dans les axes cartésiens globaux.  $\delta \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}$  est donc le tenseur vitesse de déformation virtuelle de Cauchy.

Le Jacobien de la transformation de la configuration initiale à la configuration courante s'écrit:

$$\underline{F} = \frac{\partial \underline{x}}{\partial \underline{X}} \quad (2.28)$$

Dans la configuration déformée, le tenseur vitesse  $\underline{v}$  et le tenseur gradient de vitesse  $\underline{L}$  peuvent s'écrire :

$$\underline{v} = \frac{d\underline{x}}{dt} = \dot{\underline{x}} \quad (2.29)$$

$$\underline{L} = \frac{\partial \underline{v}}{\partial \underline{x}} = \frac{\partial \underline{v}}{\partial \underline{X}} \frac{\partial \underline{X}}{\partial \underline{x}} = \dot{\underline{F}} \underline{F}^{-1} \quad (2.30)$$

Cette dernière relation peut être réécrite comme la somme d'une partie symétrique et d'une partie antisymétrique :

$$\underline{L} = \frac{1}{2}(\underline{L} + \underline{L}^T) + \frac{1}{2}(\underline{L} - \underline{L}^T) \quad (2.31)$$

Nous pouvons à présent introduire les équations d'équilibre en volume et en surface dans l'expression de la puissance virtuelle extérieure [2.26] et nous obtenons :

$$\delta W_E = - \int_V \text{div}(\underline{\underline{\sigma}}) \delta \underline{v} dV + \int_A \underline{n} \underline{\underline{\sigma}} \delta \underline{v} dA \quad (2.32)$$

$$= \int_V (-\text{div}(\underline{\underline{\sigma}}) \delta \underline{v} + \text{div}(\underline{\underline{\sigma}} \delta \underline{v}) dV \quad (2.33)$$

$$= \int_V \underline{\underline{\sigma}} \underline{\underline{\text{grad}}}(\delta \underline{v}) dV = \delta W_I \quad (2.34)$$

Nous trouvons ainsi l'expression du tenseur déformation de Cauchy et en tenant compte de la symétrie du tenseur contrainte, nous pouvons écrire :

$$\delta \underline{\underline{\dot{\epsilon}}} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \delta v_j}{\partial x_i} + \frac{\partial \delta v_i}{\partial x_j} \right) = \frac{1}{2} (\underline{L} + \underline{L}^T) \quad (2.35)$$

qui représente la partie symétrique du vecteur gradient de vitesse  $\underline{L}$ .

L'égalité des puissances virtuelles  $\delta W_E$  et  $\delta W_I$  constitue une forme faible des équations d'équilibre statique.

Un raisonnement similaire peut être tenu pour les équations de conservation de la masse de fluide. Ainsi, la puissance virtuelle extérieure  $\delta W_E$  développée par les débits imposés en volume  $Q$  et en surface  $q$ , pour un champ de perturbation virtuelle arbitraire admissible  $\delta p$  (de la pression) s'exprime selon :

$$\delta W_E = \int_V Q \delta p dV + \int_A q \delta p dA \quad (2.36)$$

En introduisant les expressions de l'équilibre local en volume et en surface, il vient:

$$\delta W_E = \int_V (\text{div}(\underline{V}_p) + \dot{S}) \delta p dV + \int_A (-\underline{n} \cdot \underline{V}_p) \delta p dA \quad (2.37)$$

par le théorème de Gauss, on obtient :

$$\int_V (\text{div}(\underline{V}_p) + \dot{S} \delta p dV - \text{div}(\underline{V}_p \cdot \delta p)) dV = \int_V (\dot{S} \cdot \delta p - \underline{V}_p \cdot \underline{\text{grad}}(\delta p)) dV = \delta W_I \quad (2.38)$$

L'égalité de la puissance virtuelle extérieure  $\delta W_E$  et de la puissance virtuelle intérieure  $\delta W_I$  constitue une forme faible des équations de bilan.

### 2.6.2.2. Formulation de l'élément fini couplé CSOL2

L'élément fini CSOL2 est un élément isoparamétrique de type Serendipity, ZIENKIEWICZ et al. [2000]. Dans ces éléments, la géométrie et les champs discrétisés (déplacement, pression) sont définis en fonction de leurs valeurs nodales à l'aide des fonctions d'interpolation  $\underline{N}$ . Ces dernières sont exprimées dans le plan des coordonnées locales  $(\xi, \eta)$  qui facilitent l'expression analytique de l'élément ainsi que les intégrales sur son volume.

$$\underline{N} = \underline{N}(\xi, \eta) \quad (2.39)$$

Dans ce paragraphe, nous présenterons uniquement l'élément fini 2D en état plan de déformation (figure 2.12). La définition détaillée des différentes fonctions d'interpolation peut être trouvée dans un des ouvrages de référence cités précédemment.

Dans l'élément CSOL2, trois équations d'équilibre (2 directions en mécanique, 1 fluide) doivent être vérifiées et l'élément possède donc trois degrés de liberté par nœud. Les deux degrés de liberté mécaniques seront les coordonnées géométriques  $x$  et  $y$ . Pour les degrés de liberté écoulement, plusieurs possibilités s'offrent à nous : la pression du fluide, la saturation, la succion. Nous éliminerons tout d'abord la saturation ; en effet, dans le cas général d'un domaine comprenant plusieurs couches de terrains avec des propriétés de rétention différentes, la saturation ne sera pas une fonction continue dans tout le domaine. Nous avons dès lors choisi de prendre la pression du fluide  $p_w$ .

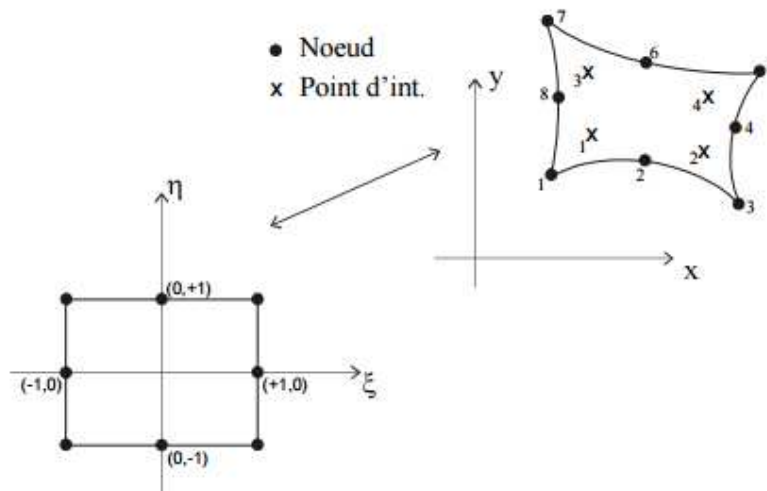


Figure 2.12. Elément isoparamétrique à huit nœuds.

En fait, ces choix ont une conséquence directe sur le mode d'imposition des conditions limites. Le degré de liberté de pression implique un contrôle direct de la pression de fluide en tout point du domaine. Par contre, il est difficile d'imposer une succion ou une saturation avec une pression de fluide variable. Cela peut demander par exemple le développement d'éléments spécifiques de conditions limites.

Ainsi, dans l'élément CSOL2, les coordonnées, les déplacements, les vitesses et la pression sont exprimés en fonction de leurs valeurs nodales grâce aux fonctions d'interpolation:

$$\begin{aligned}
 x_i &= N_L X_{Li} \\
 u_i &= N_L U_{Li} \text{ et } p_w = N_L P_{wI} \\
 v_i &= N_L V_{Li}
 \end{aligned}
 \tag{2.40}$$

où  $L$  varie de 1 au nombre de nœuds de l'élément.

Nous pouvons à présent reprendre les expressions des puissances intérieures [2.34] e[2.38]:

$$\delta W_I = \int_V \sigma_{ij} \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \delta v_j}{\partial x_i} + \frac{\partial \delta v_i}{\partial x_j} \right) dV \quad (2.41)$$

$$\delta W_{I,q} = \int_V \left( \dot{s} \cdot \delta p - \left( V_p \frac{\partial \delta p}{\partial x_i} \right) \right) dV \quad (2.42)$$

où les gradients des perturbations virtuelles s'écrivent :

$$\frac{\partial \delta v_j}{\partial x_j} = \frac{\partial N_L}{\partial x_j} \delta V_{Li} \quad (2.43)$$

$$\frac{\partial \delta p}{\partial x_i} = \frac{\partial N_L}{\partial x_i} \delta P_L \quad (2.44)$$

Les dérivées spatiales des fonctions d'interpolations sont exprimées dans la configuration déformée :

$$\frac{\partial N_L}{\partial x_j} = \frac{\partial N_L}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x_j} + \frac{\partial N_L}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x_j} \quad (2.45)$$

Les dérivées spatiales des coordonnées locales s'obtiennent grâce à la matrice Jacobienne de la transformation des coordonnées globales  $(x_1, x_2)$  vers les coordonnées locales  $(\xi, \eta)$  :

$$\underline{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x_1}{\partial \xi} & \frac{\partial x_1}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x_2}{\partial \xi} & \frac{\partial x_2}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad (2.46)$$

Le Jacobien de la transformation inverse peut alors s'écrire :

$$\underline{J}^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x_1} & \frac{\partial \xi}{\partial x_2} \\ \frac{\partial \eta}{\partial x_1} & \frac{\partial \eta}{\partial x_2} \end{bmatrix} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} \frac{\partial x_2}{\partial \eta} & -\frac{\partial x_1}{\partial \eta} \\ -\frac{\partial x_2}{\partial \xi} & \frac{\partial x_1}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad (2.47)$$

sous réserve que le déterminant  $|J|$  soit non-nul

$$|J| = \frac{\partial x_1}{\partial \xi} \frac{\partial x_2}{\partial \eta} - \frac{\partial x_1}{\partial \eta} \frac{\partial x_2}{\partial \xi} \neq 0 \quad (2.48)$$

Nous pouvons à présent reprendre les expressions de la puissance intérieure [2.41] et [2.42] en utilisant l'intégration numérique de Gauss:

$$\delta W_I = \sum_{PI} \left( \sigma_{ij} \frac{1}{2} \left( \frac{\partial N_L}{\partial x_j} \delta V_{Li} + \frac{\partial N_L}{\partial x_i} \delta V_{Lj} \right) ep |J| \delta W_{pI} \right) \quad (2.49)$$

$$\delta W_I = \sum_{PI} \dot{S}_p - \left( V_p \frac{\partial N_L}{\partial x_i} \right) ep |J| \delta W_{pI} \delta P \quad (2.50)$$

où  $ep$  est l'épaisseur de l'élément,  $PI$  est le nombre de points d'intégration et  $W_{pI}$  est le poids de Gauss du point d'intégration.

Ces équations peuvent être réécrites en termes de forces nodales énergétiquement équivalentes  $F_{Li}$  relatives à chaque degré de liberté :

$$\delta W_I = F_{L1} \delta V_{L1} + F_{L2} \delta V_{L2} \quad (2.51)$$

$$\delta W_{I,q} = F_{L,q} \delta P_L \quad (2.52)$$

qui peuvent s'explicitier comme suit :

$$F_{L1} = \sum_{PI} \left( \sigma_{11} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} + \sigma_{12} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} \right) ep |J| \delta W_{pI} \quad (2.53)$$

$$F_{L2} = \sum_{PI} \left( \sigma_{12} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} + \sigma_{22} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} \right) ep |J| \delta W_{pI} \quad (2.54)$$

$$F_{Lpw} = \sum_{PI} \dot{S}_w N_L - V_{p=1} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} - V_{p=2} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} ep |J| \delta W_{pI} \quad (2.55)$$

L'effet du poids propre est pris en compte dans le modèle d'écoulement : l'expression du flux de Darcy contient un terme lié à la gravité. Par contre, dans la partie mécanique, nous devons ajouter une force énergétiquement équivalente  $F_g$  correspondant au poids propre du milieu et dirigée selon l'axe vertical.

$$F_g = \sum_{PI} (\rho_{app} g N_L) ep |J| \delta W_{pI} \quad (2.56)$$

$$F_{L2} = \sum_{PI} \left( \sigma_{11} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} + \sigma_{12} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} - \rho_{app} g N_L \right) ep |J| \delta W_{pI} \quad (2.57)$$

La masse volumique apparente doit être calculée dans la configuration déformée en tenant compte des déformations du milieu et des modifications de teneur en fluide des pores du milieu :

$$\rho_{app} = (1 - n)\rho_s + nS_{rw}\rho_w \quad (2.58)$$

Nous venons donc de présenter la méthode de discrétisation spatiale à l'aide des éléments finis. Toutefois, il reste encore un aspect à définir: le temps. En effet, il intervient directement dans les équations de bilan de fluide. Il est donc nécessaire de le discrétiser. On introduit ainsi la notion de pas de temps (les éléments finis temporels) et de discrétisation temporelle.

Un pas de temps est délimité par deux instants, que nous notons A et B. Nous supposons que la pression varie linéairement sur le pas, que ce soit en un point quelconque ou en un nœud.

$$t = (1 - \theta)t^A + \theta t^B \quad (2.59)$$

$$p = (1 - \theta)p^A + \theta p^B \quad (2.60)$$

où  $\theta$  est compris entre 0 et 1.

Dès lors, la dérivée par rapport au temps de la pression (par exemple) se réduit à :

$$\frac{dp}{dt} = \frac{p^B - p^A}{t^B - t^A} = \frac{\Delta p}{\Delta t} \quad (2.61)$$

Il s'agit donc d'un schéma qui s'apparente à ceux des différences finies.

Nous avons discrétisé l'évolution temporelle des inconnues nodales. Nous connaissons la valeur des forces nodales énergétiquement équivalentes en tout instantes. De plus, nous voudrions que les équations de bilan soient respectées sur l'ensemble du pas de temps. Pour cela, nous pouvons utiliser la méthode des résidus pondérés, avec une fonction de pondération G variant dans le temps. L'équilibre discrétisé temporellement et spatialement s'écrit alors :

$$\int_{t_A}^{t_B} G(t) F_L^{ext} dt = \int_{t_A}^{t_B} G(t) F_L^{int} dt \quad (2.62)$$

Différentes fonctions de pondération sont possibles mais nous avons décidé de réduire la fonction G(t) à une collocation. Dès lors, on exprime l'équilibre en un instant  $\theta$ .

$$F_L^{ext}(\theta) = F_L^{int}(\theta) \quad (2.63)$$

### 2.6.2.3. Formulation d'une loi de comportement élasto-plastique: PLASOL

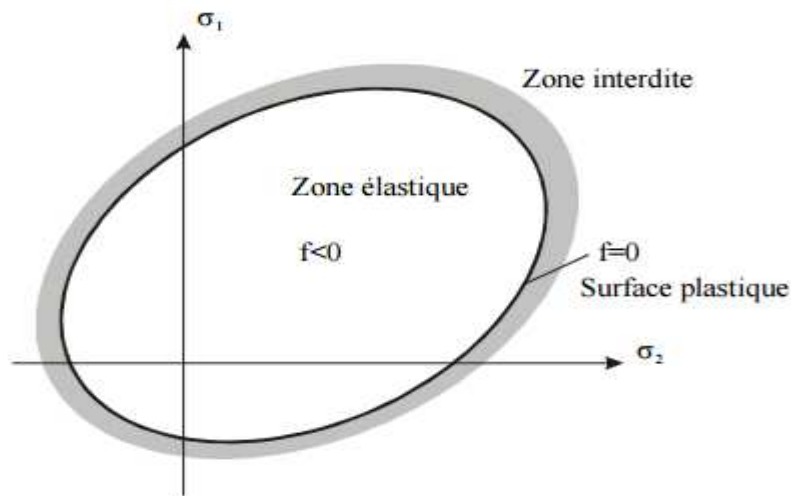
Une loi constitutive définit la relation entre les contraintes et les déformations. En élastoplasticité, l'espace des contraintes est divisé en trois parties par la surface de plasticité notée  $f$  : l'intérieur de la surface détermine la zone élastique tandis que la surface correspond à un état plastique. Aucun point représentatif de l'état de contrainte ne peut se trouver en dehors de la surface de plasticité (figure 2.13).

La loi élasto-plastique est écrite sous une forme incrémentale, elle définit alors une relation entre une vitesse de contrainte et une vitesse de déformation.

$$\underline{\dot{\sigma}} = f(\underline{\dot{\epsilon}}, \underline{\sigma}, \vartheta) \quad (2.64)$$

où  $\underline{\dot{\sigma}}$  est la vitesse de la contrainte objective de Jaumann,  $\underline{\dot{\epsilon}}$  est la vitesse de déformation, et  $\vartheta$  est une variable interne de la loi dépendant de l'histoire des contraintes. Dans un formalisme élasto-plastique, la vitesse de déformation peut s'écrire comme la somme de composantes élastique et plastique :

$$\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^p \quad (2.65)$$



**Figure 2.13.** Les différents domaines définis par une surface de plasticité dans l'espace des contraintes.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes.

Talren – Plaxis – Geostudio – Geoslope – Slide – Clara – Flac – Petal ...

## 2.7. CONCLUSION

Il existe des dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des Inconvénients. Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture(ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance. Le choix de l'une ou l'autre méthode dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité.

Notre choix dans ce travail est le code aux différences finies flac 3D.



## *DEUXIÈME PARTIE: ÉTUDE NUMÉRIQUE*

*CHAPITRE 3 : PRÉSENTATION DU PROBLÈME &  
RÉSULTATS & DISCUSSION*

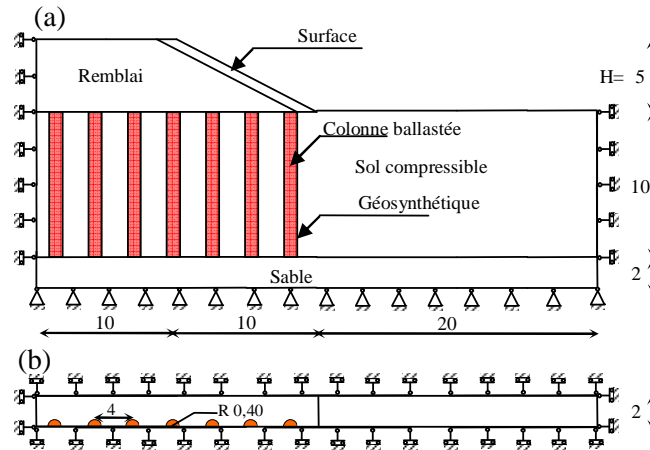
## CHAPITRE 3

# *PRÉSENTATION DU PROBLÈME ET RÉSULTATS ET DISCUSSION*

### 3.1. PRÉSENTATION DU PROBLÈME

**L**e code FLAC3D (2006) (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimensions), a été utilisé pour l'étude numérique d'un remblai posé sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcées par géosynthétiques. FLAC3D est un code en différences finies explicites, développé par la société ITASCA Consulting Group. FLAC3D a été utilisé à la place de FLAC2D, pour comparer les résultats du modèle tridimensionnel avec ceux qui est obtenue en utilisant un modèle bidimensionnel. Ainsi, il était souhaitable de garder le même code et maillage générique.

La présente étude s'intéresse à l'étude de la stabilité d'un remblai posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées par géosynthétiques en appliquant : la méthode numérique tridimensionnel avec des colonnes ballastées entourées par des nappes géosynthétiques (3D). Le modèle présenté sur la figure 3.1 est utilisé par Abusharar et Han (2011). Cependant, ce modèle n'est pas utilisé pour examiner la stabilité du remblai posé sur un sol traité par des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétiques. Ainsi, ce modèle est adopté dans la présente étude et considéré comme un modèle de base pour l'étude de la stabilité du remblai. Il s'agit d'un remblai de hauteur 5 m qui fait l'angle  $\beta = 26,6^\circ$  avec l'horizontale (pente 1/2). Une couche de surface pour prévenir la pente contre le glissement superficiel, et rendre la surface glissement développée dans le sol compressible, ainsi une grande valeur de la cohésion  $c$  est adoptée. Le remblai et la surface de protection reposent sur une couche du sol compressible d'épaisseur 10 m. La couche du sol compressible est traitée par un réseau des colonnes ballastées qui sont posés sur un sable compact. Les colonnes ont une section circulaire de diamètre  $d_c = 0,80$  m . Par ailleurs, l'espacement  $s$  entre les colonnes est  $s = 4$  m. Du fait de la symétrie longitudinale et transversale du problème, seul un quart du modèle est retenu.



**Figure. 3.1.** Géométrie du modèle tridimensionnel :  
(a) Vue en coupe verticale ; (b) Vue en plan ; (unité : m).

### 3.2. MODÉLISATION NUMÉRIQUE

Le comportement du remblai, la surface, le sol compressible, le sable et les colonnes ballastées sont régis par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d’écoulement associée a été adopté. Ce critère est caractérisé par le poids volumique  $\gamma$ , le module d’Young  $E$ , coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l’angle de frottement interne des sols  $\phi$  et l’angle de dilatance  $\psi = \phi$  (associativité). Les valeurs des paramètres utilisés sont présentées dans le tableau 3.1 La couche du sable au-dessous des colonnes ballastées est supposée compacte, ainsi une grande valeur du module d’Young  $E$  est adoptée.

**Tableau 3. 1 .** Caractéristiques mécaniques des sols, d’après Zhang et al. (2014).

|                   | 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                                | MPa                | -                            | kg/m <sup>3</sup>        | °                          | kPa          |
| Remblai           | -                                | 30                 | 0,30                         | 1800                     | 32                         | 0            |
| Surface           | -                                | 30                 | 0,30                         | 1800                     | 32                         | 15           |
| Sol compressible  | -                                | 4                  | 0,45                         | 1600                     | 0                          | 20           |
| Sable             | -                                | 100                | 0,30                         | 1800                     | 30                         | 0            |
| Colonne ballastée | 0,800                            | 40                 | 0,30                         | 1700                     | 38                         | 0            |

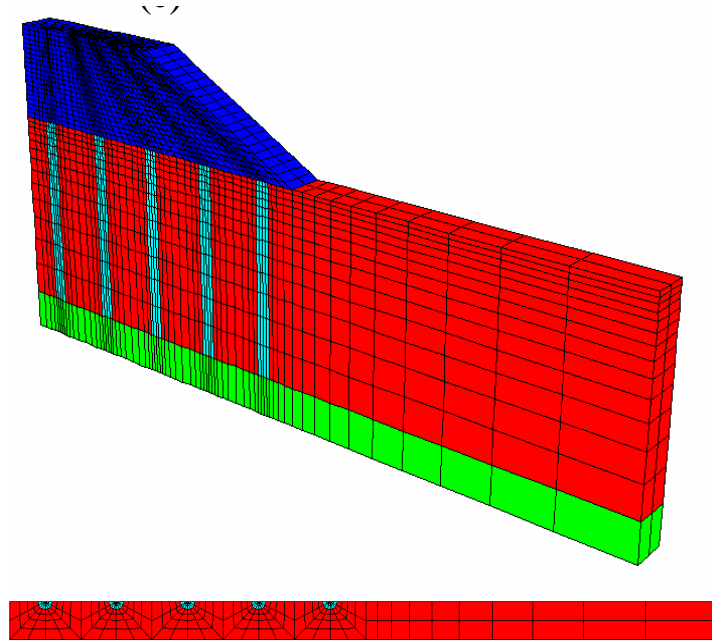
Les géosynthétiques sont modélisés en utilisant le code FLAC3D à l'aide de l'élément de structure du type « geogrid ». L'utilisation de l'élément géogrid nécessite de spécifier les caractéristiques mécaniques et géométriques, telles que la raideur  $J$ , le coefficient de poisson  $\nu$  et l'épaisseur  $t$ . La résistance au cisaillement à l'interface sol-géogrid est caractérisée par une loi de frottement du type Mohr-Coulomb. L'interface sol-géogrid est caractérisée par la cohésion  $c_{gs}$ , l'angle de frottement  $\varphi_{gs}$  et la raideur du ressort  $k$ . Le glissement se produit dans le sol et non à l'interface sol-renforcement ( $\varphi_{gs} = \varphi_c$  et  $c_{gs} = c_c$ ). Les valeurs des paramètres de l'élément géogrid sont données dans le tableau 3.2. La raideur de nappe géosynthétique a été définie en considérant les capacités mécaniques des produits existants.

**Tableau 3.2.** *Caractéristiques de géosynthétique.*

|                | <b>Raideur de la géogrid</b><br>$J$ | <b>Coefficient de Poisson</b><br>$\nu$ | <b>Epaisseur</b><br>$t$ | <b>Angle de frottement</b><br>$\varphi_{gs}$ | <b>Cohésion</b><br>$c_{gs}$ | <b>Raideur du ressort</b><br>$k$ |
|----------------|-------------------------------------|--|-------------------------|--|-----------------------------|----------------------------------|
| Unité          | kN/m                                | -                                      | m                       | °  | kPa                         | kPa /m                           |
| Géosynthétique | 500                                 | 0,4                                    | $5 \times 10^{-3}$      | 38   | 0                           | $10^3$                           |

La figure 3.2 montre le maillage utilisé pour l'étude de stabilité du remblai en considérant le calcul tridimensionnel. Le maillage comporte un nombre important d'éléments, ce qui conduit à un temps de calcul exorbitant.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, les déplacements sont bloqués dans toutes les directions pour la base du modèle (Figure 3.1).



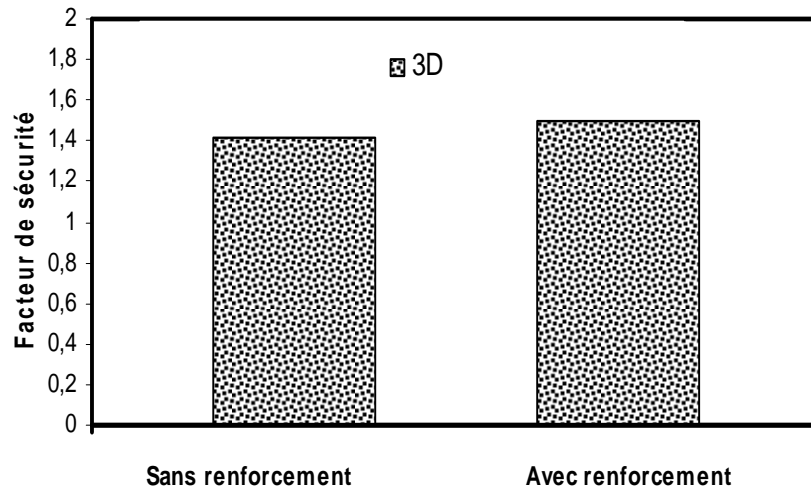
**Figure. 3.2.** *Maillage retenu pour le modèle tridimensionnel :  
(Vue en perspective et de plan).*

### 3.3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

#### 3.3.1. VALIDATION DU MODÈLE

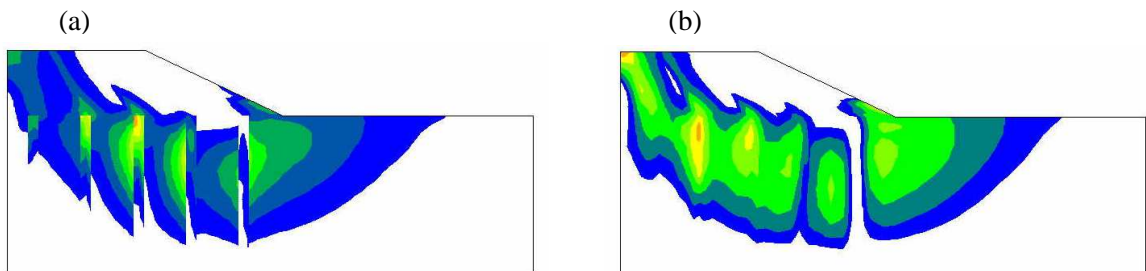
La méthode présentée ci-dessus (3D) est utilisée pour étudier la stabilité d'un remblai établi sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées non renforcée et renforcée par géosynthétique. Les facteurs de sécurité sont déterminés en considérant les colonnes avec et sans renforcement.

La figure 3.3 montre une comparaison des facteurs de sécurité obtenus par la présente étude en utilisant les deux méthodes (les colonnes avec et sans renforcement). Il est intéressant de noter que l'encapsulation des colonnes ballastées par des nappes géosynthétiques de raideur  $J = 500$  kN/m augmente le facteur de sécurité de l'ordre de 8%.



**Figure. 3.3.** Comparaison des facteurs de sécurité obtenus.

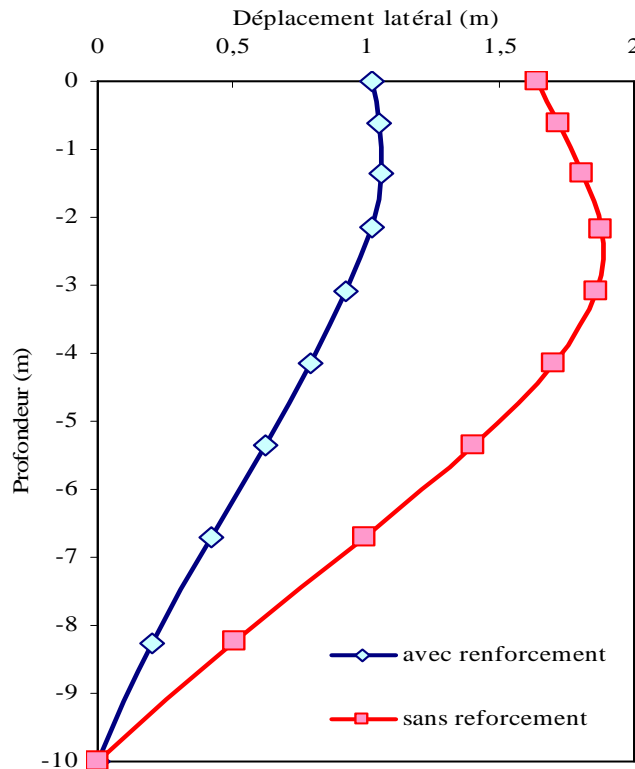
La figure 3.4 montre les surfaces de concentration des déformations de cisaillement obtenues par les différentes approches utilisées dans la présente étude (les colonnes avec et sans renforcement). On constate une surface de rupture discontinue obtenue par l'application des deux méthodes modèles tridimensionnels, à cause de la discontinuité des caractéristiques mécaniques du sol compressible et les colonnes ballastées. Ainsi, le renforcement influence d'une manière significative sur la position de la surface de glissement ; La figure 3.4 montre aussi que l'incapsulation du colonne ballastée permis à la surface de glissement se développer plus haut dans le sol compressible, cela explique l'émergence du déplacement maximal de la colonne plus haut.



**Fig. 3.4.** Déformations de cisaillement maximal obtenues par différentes approches :  
(a) les colonnes avec renforcement ; (b) les colonnes sans renforcement.

Chen et al. (2015) ont remarqué que plus les colonnes sont éloignées du centre du remblai, plus elles subissent des déplacements horizontaux, et donc l'emplacement des déplacements horizontaux maximaux situé à la colonne sous le pied du talus (colonne #5 dans la présente étude).

La figure 3.5 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus obtenus par la présente étude en utilisant (les colonnes avec et sans renforcement). Il est clair que les deux différentes approches introduites dans les présents modèles donnent un écart important entre les résultats. Ainsi, la méthode avec des colonnes sans renforcement donnent un déplacement maximal de la colonne aux 3 m de profondeur, par contre, la méthode avec des colonnes renforcées donnent un déplacement maximal de la colonne à une profondeur de 1,35 m.



**Figure. 3.5.** Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus obtenu (les colonnes avec et sans renforcement).

### 3.3.2. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Après les résultats obtenus par la présente étude en considérant différentes méthodes, on remarque que les deux modèles (les colonnes avec et sans renforcement) 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 différents rapports espacements diamètres ( $s/d$ ) :  $s/d = 1,25$  ;  $2,5$  ;  $5$  et  $12,5$ .



### 3.3.2.1 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 horizontaux de la colonne situés sous le pied du talus.

La figure 3.6 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai  $H$  pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . La hauteur du remblai est variée entre 3 et 7 m par pas de 1 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 influencent significativement 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.

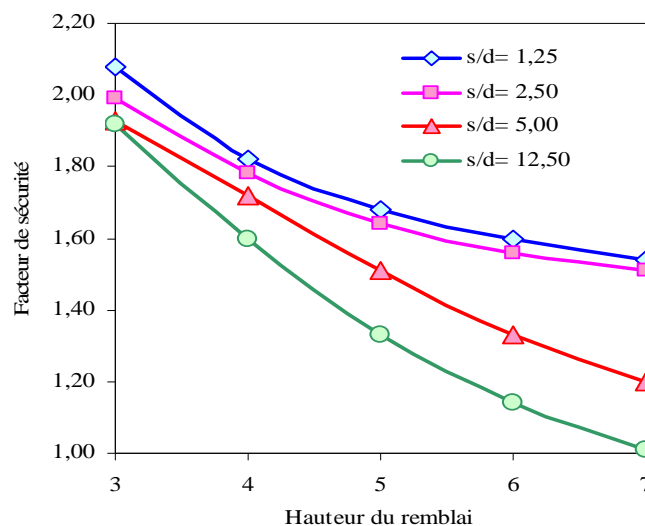


Figure. 3.6. Facteur de sécurité en fonction de la hauteur du remblai.

La figure 3.7 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différentes valeurs de la hauteur du remblai  $H$ . On constate une augmentation des déplacements horizontaux conséquents avec l'augmentation de la hauteur du remblai. L'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la

contrainte verticale au-dessus des 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 horizontaux 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.

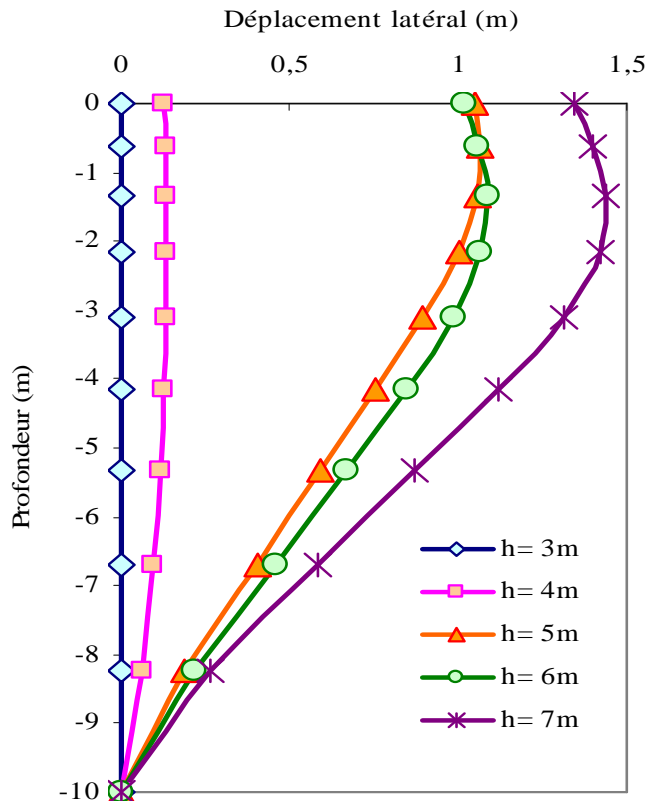


Figure. 3.7. Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes hauteurs du remblai.

### 3.3.2.2 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 horizontal de la colonne située sous le pied du talus. Nous effectuons des calculs avec un module d'Young du ballast entre 20 et 400 MPa.

La figure 3.8 montre la variation du facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . 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.

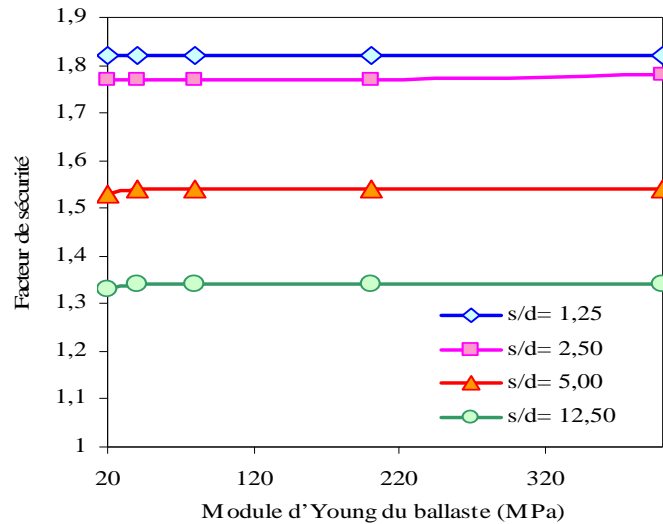


Figure. 3.8. Facteur de sécurité en fonction du module d'Young du ballast.

La figure 3.9 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différentes valeurs du module d'Young du ballast. On constate une diminution des déplacements horizontaux consécutive avec l'augmentation du module d'Young du ballast. Car les déplacements horizontaux 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.

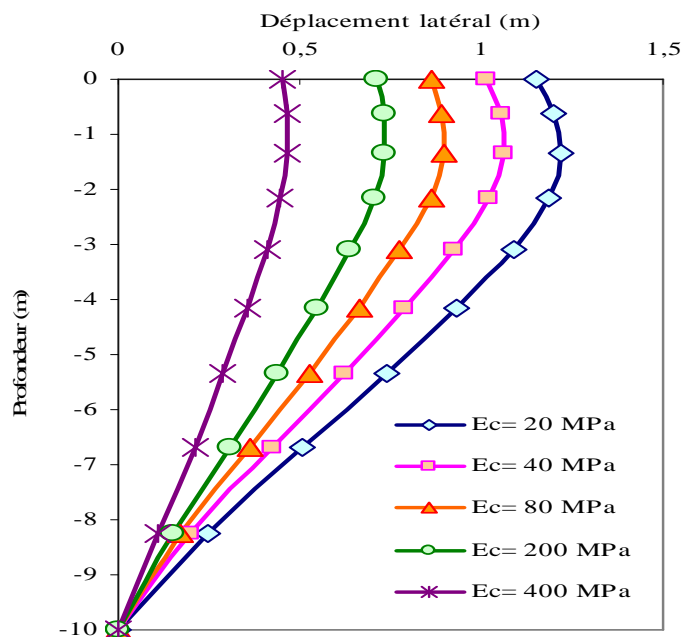
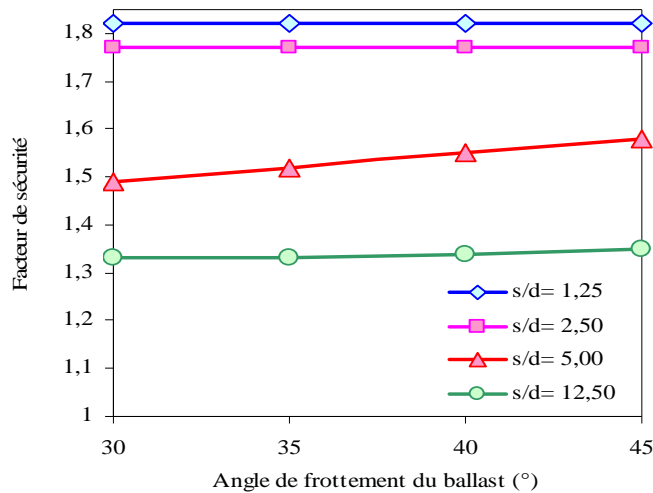


Figure. 3.9. Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents modules d'Young du ballast.

### 3.3.2.3 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°.

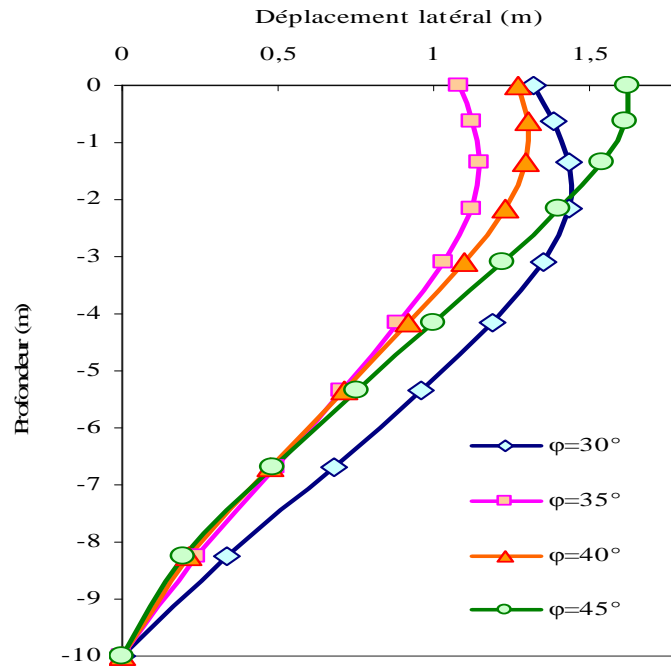
La figure 3.10 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement des colonnes ballastées pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . Il est à noter que l'influence de l'angle de frottement reste très faible sur facteur de sécurité pour le rapport  $s/d = 1,25$  et  $2,50$  ; ainsi, l'augmentation de facteur de sécurité est particulièrement faible pour le rapport  $s/d = 5,00$  et  $12,50$ .



**Figure. 3.10.** Facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement du ballast.

La figure 3.11 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différents angles de frottement du ballast. On constate une diminution des déplacements horizontaux à partir d'un angle de frottement du ballast entre 30 et 35°. A l'inverse, on constate une augmentation des déplacements horizontaux à partir d'un angle de frottement du ballast entre 35 et 45°.

La figure 3.11 montre aussi que l'augmentation de l'angle de frottement du ballast permis à la surface de glissement se développer plus haut dans le sol compressible, cela explique l'émergence du déplacement maximal de la colonne plus haut. On peut constater aussi, plus l'angle de frottement est grand, on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes.



**Figure. 3.11.** Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différents angles de frottement du ballast.

### 3.3.2.4 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 horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus, nous effectuons des calculs avec une cohésion entre 5 et 20 kPa.

La figure 3.12 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . 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. L'augmentation du facteur de sécurité obtenue pour des rapports  $s/d = 12,5, 5, 2,5$  et  $1,25$  est respectivement 200, 117, 47,5 et 4%. Il est clair que la réduction du rapport  $s/d$  réduisait le taux d'augmentation du facteur de sécurité lorsque la cohésion est variée de 5 jusqu'à 20 kPa.

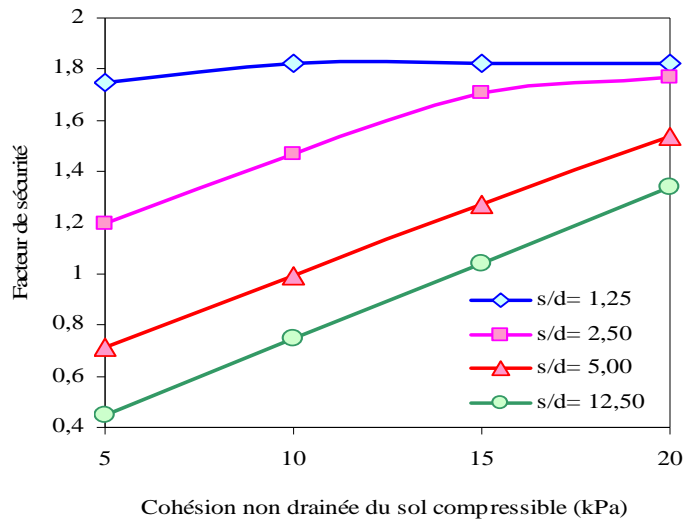


Figure. 3.12. Facteur de sécurité en fonction de la cohésion non drainée du sol compressible.

La figure 3.13 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur 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, par conséquent, on constate une réduction des déplacements horizontaux des colonnes équivalentes.

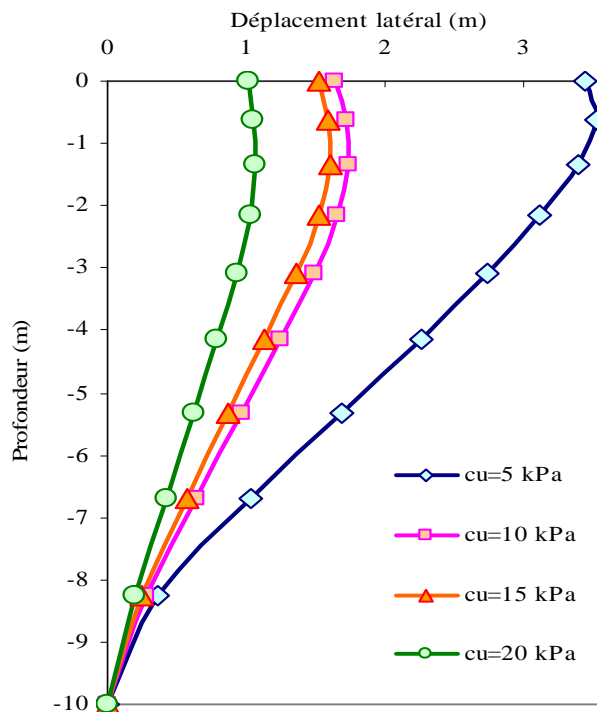
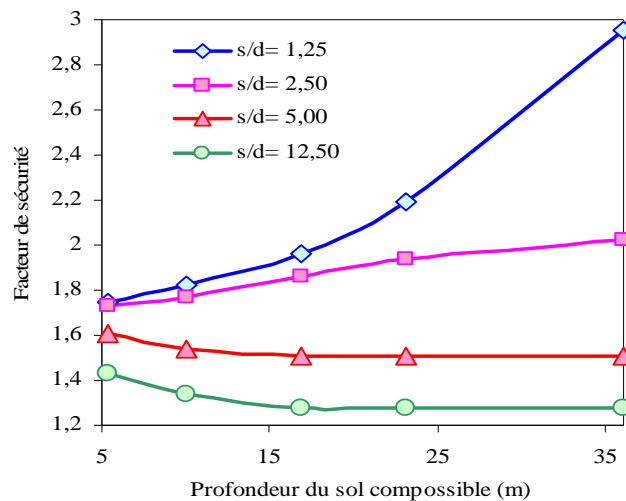


Figure. 3.13. Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes valeurs de la cohésion non drainée du sol compressible.

### 3.3.2.5 Influence de la profondeur du sol compressible

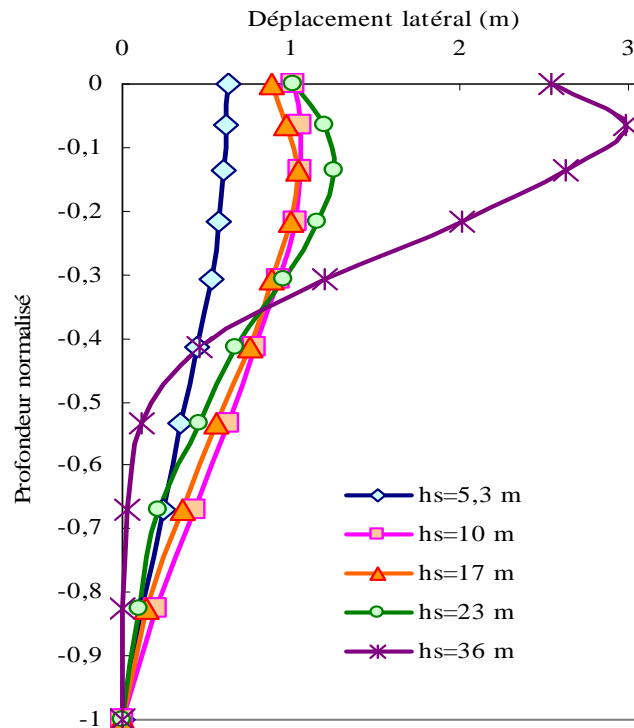
L'influence de l'épaisseur du sol compressible sera examinée à partir du facteur de sécurité ainsi que les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus.

La figure 3.14 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur du sol compressible pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . Quand la profondeur du sol compressible augmente de 5 m à 35 m, les valeurs de facteur de sécurité diminuent de 1,43 à 1,28 pour  $s/d = 12,50$ , et de 1,61 à 1,51 pour  $s/d = 5,00$ . Par contre, pour  $s/d = 2,50$  le facteur de sécurité est augmenté de 1,73 à 2,02, et pour  $s/d = 1,25$  est augmenté de 1,75 à 2,95. Ce résultat est logique, car plus la profondeur du sol compressible est grande, plus le volume du matériau compressible est grand, pour le rapport  $s/d = 12,50$  et  $5,00$ . Par contre, plus la profondeur du sol compressible est grande, plus le volume du matériau de traitement est grand, pour le rapport  $s/d = 1,25$  et  $2,50$ .



**Figure. 3.14.** Facteur de sécurité en fonction de la profondeur du sol compressible.

La figure 3.15 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur normalisée pour différentes valeurs de l'épaisseur 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. 3.15.** Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes profondeurs du sol compossible.

### 3.3.2.6 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 du géosynthétique varie de 0 à 3000 kN/m.

La figure 3.16 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de la raideur de la nappe géosynthétique pour différentes valeurs de rapport  $s/d$ . Il est important de noter que l'augmentation de la raideur permet d'améliorer la capacité des colonnes ballastées, par conséquent, on constate une augmentation du facteur de sécurité. L'augmentation du facteur de sécurité obtenue pour des rapports  $s/d = 12,5 ; 5 ; 2,5$  et  $1,25$  est respectivement 3 ; 11 ; 1,5 et 0%. On constate un accroissement de taux d'augmentation à partir de rapport  $s/d$  entre 12,5 et 5. A l'inverse, on constate un décroissement de taux d'augmentation à partir de rapport  $s/d$  entre 2,5 et 1,25.



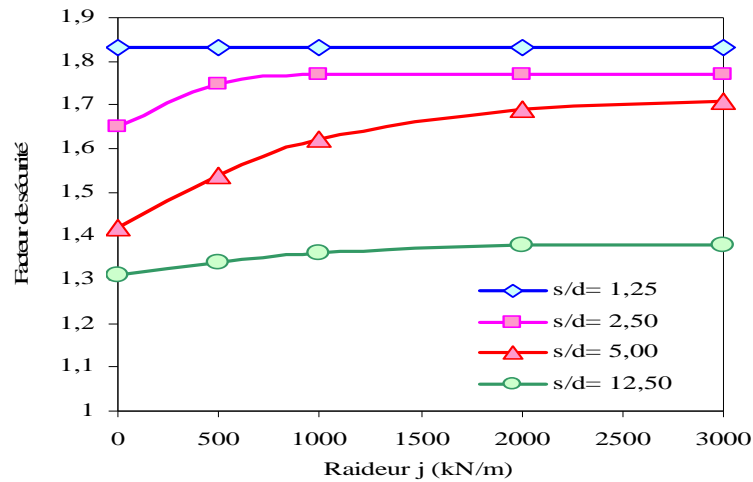


Figure. 3.16. Facteur de sécurité en fonction de la raideur de la nappe géosynthétique.

La figure 3.17 montre les déplacements horizontaux du centre de la colonne sous le pied du talus en fonction de la profondeur pour différentes raideurs de géosynthétique. Il est important de noter que l'accroissement de la raideur de géosynthétique de 0 à 3000 kN/m diminue les déplacements horizontaux plus loin de la base du remblai et augmente ses déplacements à la proximité de la base du remblai. La figure 4.17 montre aussi que l'augmentation de la raideur de géosynthétique permis à la surface de glissement se développer plus haut dans le sol compressible, cela explique l'émergement du déplacement maximal de la colonne plus haut. Ce résultat est en excellent accord en compare au résultat de Chen et al. (2015), car plus la raideur de géosynthétique est grande, on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes à la place d'une rupture par cisaillement.

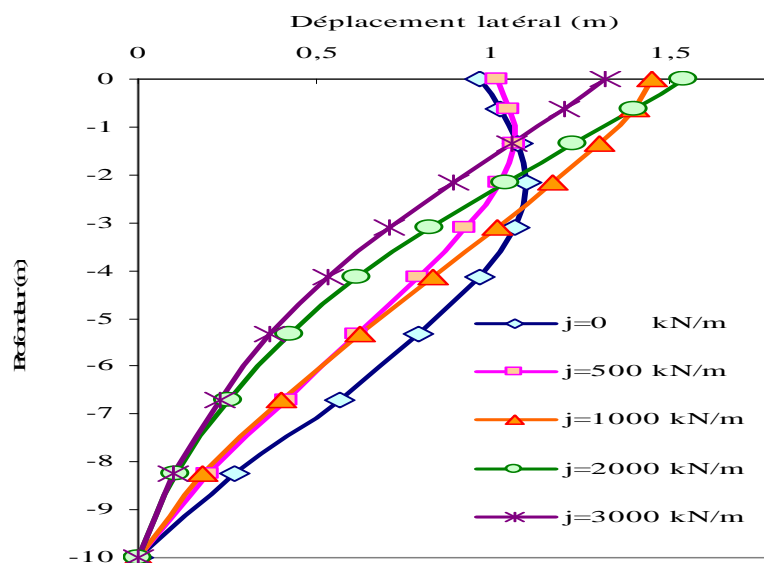


Figure.3.17. Déplacement latéral de la colonne sous le pied du talus pour différentes raideurs de la nappe géosynthétique.

### 3.4. CONCLUSION

La stabilité d'un remblai établie sur un sol compressible traité par colonnes ballastées renforcée par géosynthétique a été examinée par des calculs élasto-plastiques bidimensionnels et tridimensionnels en utilisant le code FLAC 3D. Dans cette étude, les calculs de facteur de sécurité ont été effectués en considérant différents diamètres et espacements des colonnes ballastées.

Le traitement du sol compressible par des colonnes ballastées encapsulé par géosynthétique se permet d'augmenter le facteur de sécurité.

L'augmentation de la hauteur du remblai permet de réduire le facteur de sécurité et d'augmenter les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. Par ailleurs, l'augmentation du module d'Young et l'angle de frottement du ballast à une très faible influence sur facteur de sécurité, par contre, il est permis de réduire considérablement les déplacements horizontaux des colonnes ballastées. Ainsi, 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. Il est important de noter aussi que l'augmentation de la profondeur du sol compressible permet de réduire le facteur de sécurité dans le cas des faibles espacements et l'augmenter dans le cas des grands espacements. Par ailleurs, l'augmentation de la raideur de la nappe de renforcement permet d'augmenter considérablement le facteur de sécurité dans le cas des moyens rapports espacement diamètre, par contre, leur influence reste très faible dans les cas des faibles ou grands rapports espacement diamètre. Finalement, l'augmentation de la raideur de géosynthétique et l'angle de frottement du ballast permettent de changer le comportement des colonnes ballastées, et on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes à la place d'une rupture par cisaillement.

## Annexe

# *PRÉSENTATION DE L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ*

## I.1. INTRODUCTION

**L**a modélisation numérique par différentes techniques (différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tous points du modèle dans un temps raisonnable ( Ho et Rowe 1994, Ling and Leshchinsky 2003, Hatami et Bathurst 2005 et 2006, Skinner et Rowe 2005, Al Hattamleh et Muhunthan 2006, Yoo et Song 2006, Bergado et Teerawattanasuk 2008).

Le manuel d'utilisation de Flac établi par Itasca (2000) nous fournit une description assez détaillée du code de calcul Flac (Fast Lagrangian Analysis of Continua) qui est conçu et commercialisé par la société Itasca. Il est disponible en version bidimensionnelle et tridimensionnelle. Il revient à l'utilisateur de travailler avec la version qui convient le plus à son problème. En effet quand le problème à résoudre peut être vraiment modélisé en 2 dimensions, Flac 2D permet de raffiner autant que possible les maillages ou les incréments de chargement, avec des temps très raisonnables. Toutefois certains problèmes sont, de par leur nature, tridimensionnels, Flac 3D permet alors de les simuler, mais, vu l'augmentation.

Ce code aux différences finies a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique. Intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique, il est nécessaire d'analyser la stabilité mécanique des solutions obtenues. Le logiciel intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux, on peut citer les modèles élastiques, Mohr-Coulomb, Cam Clay, Drucker Prager, Double Yield, etc.

## I.2. MODELE ÉLASTIQUE LINÉAIRE PARFAITEMENT PLASTIQUE MOHR COULOMB

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke ( $E, \nu$ ), une surface de charge  $F(F(\sigma_{ij}))$  et un potentiel plastique ( $G(\sigma_{ij})$ ). C'est un modèle à 5 paramètres.

Dont 2 paramètres élastiques :  $E$  et  $\nu$  et 3 paramètres de rupture ( $c, \varphi$  et  $\psi$ ) tels que :

- $E$  : Module d'Young ;
- $\nu$  : Coefficient de Poisson ;
- $c$  : Cohésion ;
- $\varphi$  : Angle de frottement ;
- $\psi$  : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation :

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi) \quad (3.1)$$

Où :  $\sigma_n$  et  $\tau$  correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

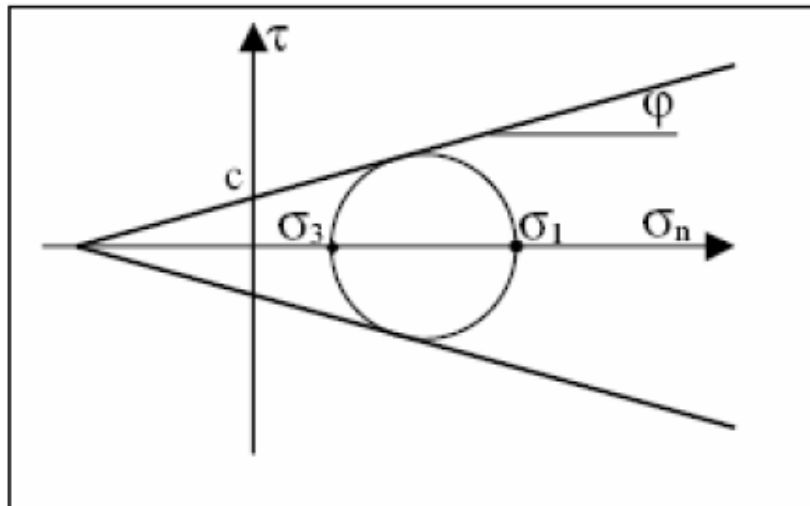
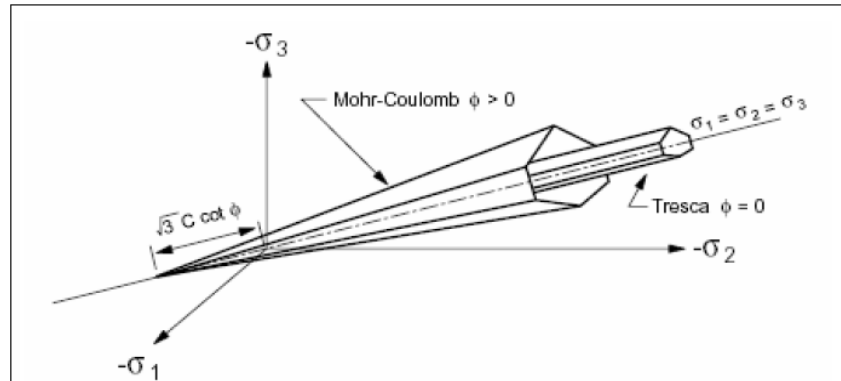


Figure 3.1. Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure 3.1. La contrainte intermédiaire  $\sigma_2$  n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ( $\varphi = 0$ ), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure 3.2. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque  $\varphi = 0$ ).



**Figure 3.2.** Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca.

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1-\sin \varphi} \quad (3.2)$$

Avec  $\sigma_1$ : contrainte principale majeure  $\sigma_3$ : contrainte principale mineure

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte,  $\sigma_t$  contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

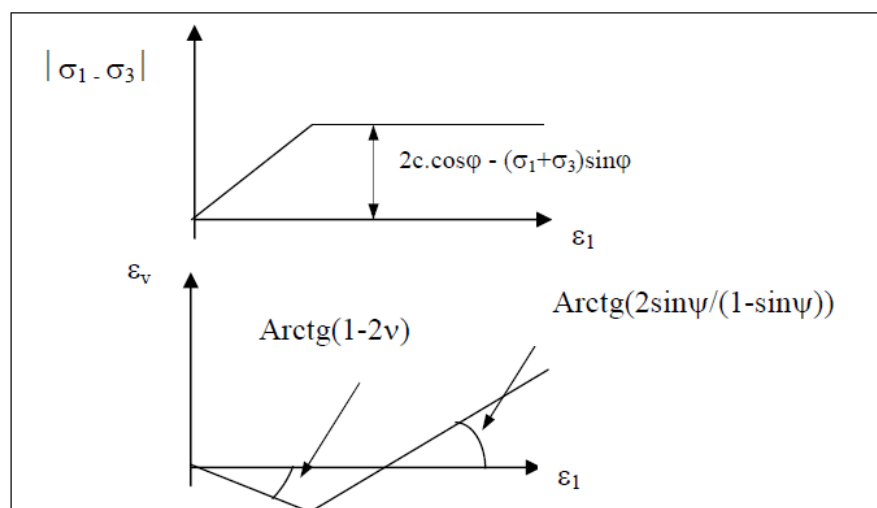
$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin \psi}{1-\sin \psi} \sigma_3 \quad (3.3)$$

Lorsque l'angle de frottement  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$  sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle  $\psi$  qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement  $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$ . L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique  $e^v$  en fonction de la déformation axiale  $e_1$  (Vermeer et de Borst, 1984). [1]

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure 3.3.

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr-Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance  $\psi$  avec  $\psi < \varphi$ .



**Figure 3.3.** Modélisation de la dilatance  $\psi$  à partir du test triaxial  
(Vermeer et De Borst ).[1]

### I.3. 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. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins (1964) [2], qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée est directement remplacée par une expression algébrique décrite en termes de variations en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour lesquels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif.

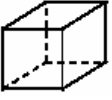
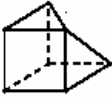
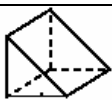

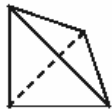
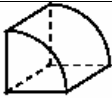
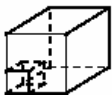
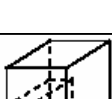


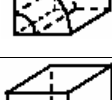
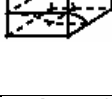
Le code Flac utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.

De plus, le code FLAC se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory (RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis. [3]

### I.4. DISCRÉTISATION EN 3D

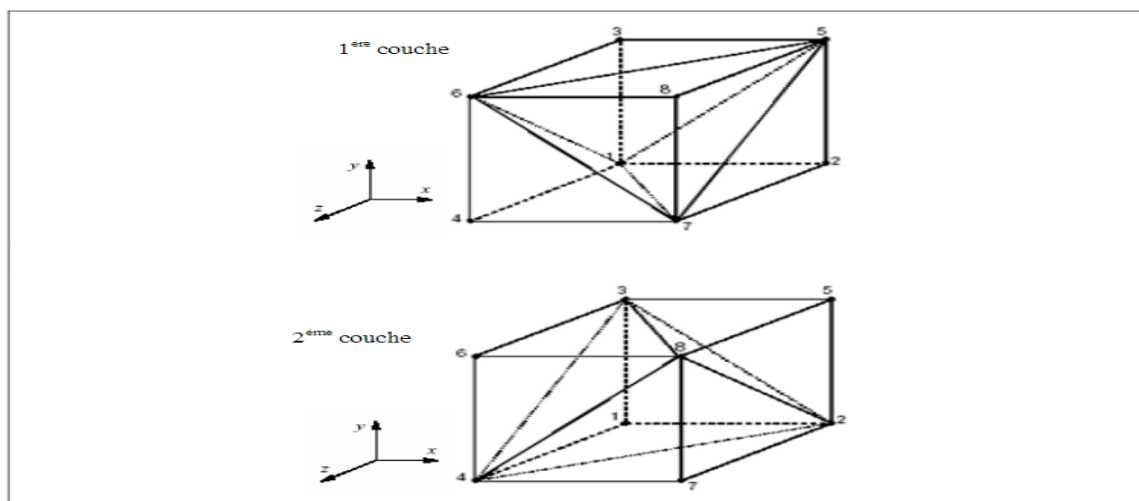
Le maillage en FLAC3D est généré avec la commande `Generate zone`. Cette commande accède, en fait, à une bibliothèque de formes primitives. Chaque forme a un type spécifique de connectivité de maillage. Les formes primitives disponibles dans FLAC3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le tableau I.1. Ces formes primitives peuvent être appliquées individuellement ou reliées ensemble pour créer le maillage FLAC3D.

Tableau I.1. Formes des zones primitives disponibles dans Flac 3D.

| Forme   | Mot Clé     | Nom   | Number points spécifiques |
|---|-------------|---|---------------------------|
|    | Brick       | Brique  | 8                         |
|    | Dbrick      | Brique dégénérée  | 7                         |
|    | wedge       | Coin  | 6                         |
|    | pyramid     | Pyramide  | 5                         |
|   | tetrahedron | Tétraèdre   | 4                         |
|  | cylinder    | Cylindre  | 6                         |
|  | radbrick    | Maillage radialement dégressif autour de la brique                          | 15                        |
|  | Radtunnel   | Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme parallélépipédique | 14                        |
|  | radcylinder | Maillage radialement dégressif autour du tunnel de forme cylindrique        | 12                        |
|  | Cshell      | Maillage coque cylindrique  | 10                        |
|  | Cylint      | Intersection de tunnels de forme cylindrique                                | 14                        |
|  | Tunint      | Intersection de tunnels de forme parallélépipédique                         | 17                        |



Dans FLAC3D, le procédé de discrétisation commence par la formation des zones selon les formes primitives choisies par l'utilisateur.



*Figure 3.4: Zone à 8 nœuds avec superposition de 2 couches de 5 tétraèdres dans chaque couche.*

Chaque zone est discrétisée intérieurement automatiquement en tétraèdres. La zone à huit nœuds, par exemple, peut être discrétisée dans deux (et seulement deux) différentes configurations de cinq tétraèdres (correspondant aux couches 1 et 2 sur la figure 3.9). La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux configurations de tétraèdres, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

L'utilisation d'éléments tétraédriques élimine le problème de déformations non restreintes. Par ailleurs le problème de conditions d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique est résolu en utilisant la discrétisation mixte. [3]

## I.5. SCHEMA DE RESOLUTION EXPLICITE

Basée sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement.

L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique. La figure I.5 précise bien la séquence de calcul utilisée.[4]

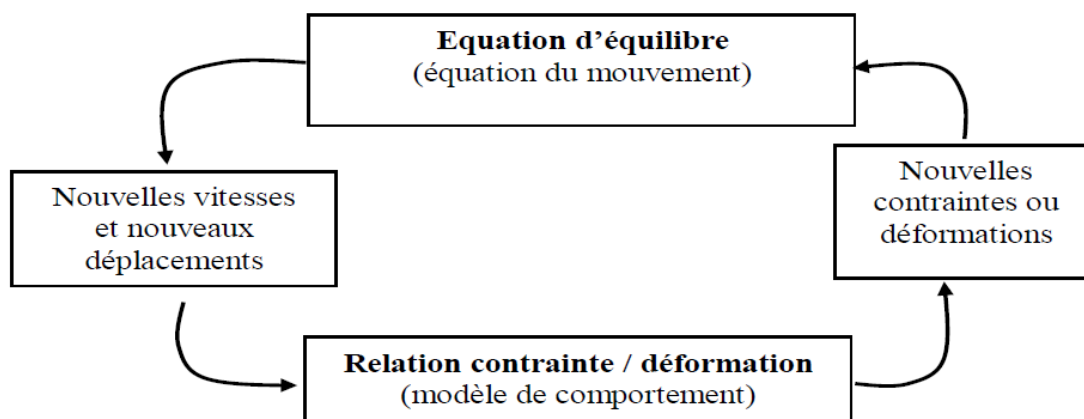


Figure I.5 : Représentation schématique de la séquence de calculs opérés par le logiciel FLAC.[4]

### I.5.1.ÉQUATIONS DU MOUVEMENT

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation (3.4).

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.4)$$

Avec :

- $\rho$  : Masse volumique ;
- $t$ : Temps ;
- $\dot{u}$  : Vecteur vitesse ;
- $X$  : Vecteur position ;
- $g$  : Accélération due aux forces de volume.
- $\sigma$  : Contrainte.

Les taux de déformations  $\dot{\epsilon}_{ij}$ (Équation 3.5) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation 3.6) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul. [3]

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.5)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \epsilon, K) \quad (3.6)$$

Avec :

- $\sigma_n$ : Nouvelles contraintes.
- $\sigma_p$ : Contraintes du cycle de calcul précédent.
- $\varepsilon$ : Déformation.
- $K$  : Paramètre d'écrouissage.

## I.6. MÉTHODOLOGIE DE SIMULATION AVEC FLAC

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac il faut suivre les étapes logiques suivantes[3]:

- ✓ Définir la géométrie;
- ✓ Introduire les modèles de comportement;
- ✓ Introduire les éléments de structure s'il y a lieu;
- ✓ Préciser les conditions aux frontières;
- ✓ Application du poids propre s'il y a lieu;
- ✓ Résoudre pour calculer les contraintes initiales au repos;
- ✓ Remettre à zéro les déplacements;
- ✓ Introduire le chargement;
- ✓ Résoudre ou appliquer le nombre de cycles requis;
- ✓ Examen de la réponse du modèle;
- ✓ Puis introduire les modifications requises etc.

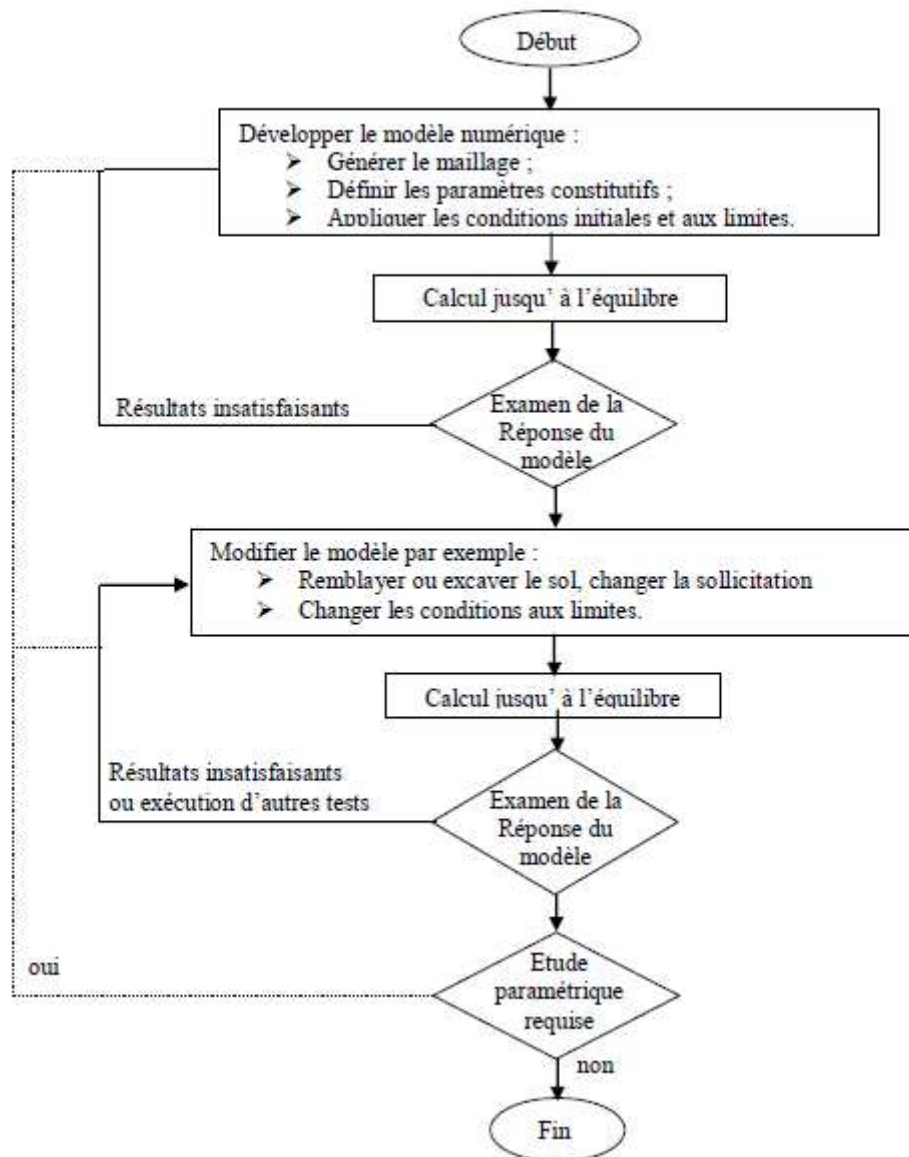


Figure3.6. Méthodologie de modélisation numérique avec FLAC (Itasca manuel). [4]

## I.7. CONCLUSION

Nous avons utilisé dans cette présente étude le code de calcul Flac3D qui, grâce à son mode de résolution explicite en éléments lagrangiens, permet de simuler les problèmes non linéaires avec une bonne stabilité numérique. Pour ce qui est des lois de comportement nous avons retenu le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb pour tous les sols.

## REFERENCES

- [1] Vermeer, P. A., and R. de Borst. Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. *Heron*. 1984, 29(3), 3-64.
- [2] Wilkins, M. L. Fundamental Methods in Hydrodynamics, in *Methods in Computational Physics*. Alder et al., Eds. New York: Academic Press. 1964 Vol. 3, pp. 211-263.
- [3] M.S. REMADNA, Estimation Numérique des facteurs de portance et d'influence de la forme des fondations superficielles, Thèse de doctorat, Univ. de Biskra.
- [4] H. Femmam, Analyse numérique de l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des talus, Thèse de doctorat, Univ. de Biskra.

## *CONCLUSION GÉNÉRALE*

## CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif de ce travail de recherche est d'examiner l'effet de sol mol traité par des colonnes ballastées entourer par géosynthétique sur le facteur de la sécurité de remblai et les déplacement horizontaux des colonnes ballastées. Sur la base des résultats de cette étude, on peut tirer les conclusions suivantes:

- ✎ Les conditions complexes relatives au problème de stabilité du remblai nécessitent un outil numérique bien adapté. Nous avons utilisé dans cette présente mémoire le code de calcul Flac (3D) qui, grâce à son mode de résolution explicite en éléments lagrangiens, permet de simuler les problèmes non linéaires avec une bonne stabilité numérique. Pour ce qui est des lois de comportement nous avons retenu le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr Coulomb pour tous les sols.
- ✎ L'augmentation de la hauteur du remblai permet de réduire le facteur de sécurité et d'augmenter les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.
- ✎ l'augmentation du module d'Young du ballast et l'angle de frottement à une très faible influence sur facteur de sécurité, par contre, il est permis de réduire considérablement les déplacements horizontaux des colonnes ballastées.
- ✎ 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 compossible permet de réduire le facteur de sécurité dans le cas des faibles espacements et l'augmenter dans le cas des grands espacements.
- ✎ l'augmentation de la raideur de la nappe de renforcement permet d'augmenter considérablement le facteur de sécurité dans le cas des moyens rapports espacement diamètre, par contre, leur influence reste très faible dans les cas des faibles ou grands rapports espacement diamètre.

- ✎ l'augmentation de la raideur de géosynthétique et l'angle de frottement du ballast permettent de changer le comportement des colonnes ballastées, et on atteint une rupture par flexion des colonnes équivalentes à la place d'une rupture par cisaillement.

Notre perspective sur ce thème de recherche est :

- ✚ La vérification de la création des rotules ils leurs positionnement ou colonne ballasté renforcé par géosynthétique.
- ✚ La vérification de positionnement des matelas répartition des charges renforcé par géosynthétique sur le facteurs de sécurité et la zone de cisaillement posé sur sol compressible traité par colonne ballasté entouré par géosynthétique.



## *RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES*

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Étude des remblais sur sols compressibles : Recommandations des laboratoires des Ponts et Chaussées. Dunod, Paris, 1971.
- [2] Khemissa M., Magnan J.P., Josseaume H. Étude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Cuiche (vallée de l'Adour). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Études et Recherches des LPC, GT 53, Paris, 1993.
- [3] <http://www.entreprisesdeterrassement.fr/les-remblais/>.
- [4] Pilot G., Chaput D., Queyroi D. Remblais routiers sur sols compressible : étude et construction. Ministère de la Coopération, Paris, 1988.
- [5] Prashant Patil, Ipuu Mena, Shubham Goski, Yogesh Urs, Soil Reinforcement Techniques, Journal of Engineering Research and Application, 2248-9622, ( Part -2) August 2016, pp. 25-31.
- [6] F. SCHLOSSER, H.M. JACOBSEN, I. JURAN, renforcement des sols, Revue française de géotechnique, N° 29.
- [7] KARECH TOUFIK, analyse de comportement des sols renforcés par la méthode de l'homogénéisation, thèse de doctorat, Université de Batna.
- [8] NOUI Abdelkader, Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts, Mémoire de Magistère, Université de Batna, 2012.
- [9] 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.
- [10] Holtz R.D. Geosynthetics for soil reinforcement. The 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November 2001.
- [11] <http://www.geosyntheticssociety.org/wp-content/plugins/resources/documents/Classification/french.pdf>.
- [12] <http://www.geosyntheticssociety.org/wp-content/plugins/resources/documents/Functions/french.pdf>.

- [13] Haouam Houda, Etude numerique d'un mur de soutènement en sol stable renforcé avec fibres et géogrilles, mémoire de Magistère, Université D'Annaba, 2010.
- [14] <http://www.geosyntheticssociety.org/wp-content/plugins/resources/documents/Embankment/french.pdf>.
- [15] <http://www.cfg.asso.fr/sites/all/ligs/route-non-revetue.pdf>.
- [16] M.I.M.PINTO, applications of geosynthetics for soil reinforcement, ground improvement N° 2, (2003),61-72.
- [17] Romain Auvray, Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux, université of strathclyde engineering.
- [18] M. Taoufik Benchelha, "Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées", Cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de nador, 2004, pp.1-12.
- [19] <http://fr.scribd.com/doc/55881214/colonnes-ballastees>.
- M'zouyhem Kamel. ChenafaWalid, Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kabira (Sétif), géologie de l'ingénieur, Université Farhat Abbas Sétif(2006).
- [20]
- [21] Olivier Maquaire, aléa géomorphologique (mouvement de terrain), Mémoire de Recherche, ( 2002), 17p.
- [22] Yu-Jun CUI et Pierre delage. « Applications au calcul des ouvrages » Techniques de l'Ingénieur.
- REMADNA Mohamed Saddek, Estimation numérique des facteurs de potance et d'influence de la forme de fondations superficielles. Thèse Doctorat, Université de Biskra, (2013).
- [23]
- [24] Yahiaoui Mohammed, Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS, Mémoire Magister, Université Abou BekrBelkaid, (2008).
- Jean-Pierre MASEKANYA, Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique, Thèse Doctorat, UNIVERSITE DE LIEGE FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES, 2007-2008.
- [25]