

# الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil & d'Hydraulique

N° : ...../2022

## **MEMOIRE DE MASTER**

**DOMAINE: Sciences et Technologies**

**FILIERE: Génie Civil**

**SPECIALITE: Géotechnique**

### **Thème**

**Concept de renforcement des sols et ses  
applications pour les ouvrages géotechniques**

**Présenté Par :**

**ILLIA HAROUNA Ismael  
MEKMOUCHE Rabah**

**Encadré Par :**

**Pr. LAMARA Mohammed**

**Date de soutenance: 13 / 07 / 2022**

### **Jury de Soutenance**

**Président : BENMESSAOUD. S**

**Grade: M.C.B**

**Univ MSB jijel**

**Encadreur : LAMARA. M**

**Grade: Pr**

**Univ MSB jijel**

**Examineur : BOURAOUI. I**

**Grade: M.A.A**

**Univ MSB jijel**

**Promotion : 2021 /2022**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

﴿ رَبَّنَا لَا تُؤَاخِذْنَا إِنْ نُسِينَا أَوْ أَخْطَأْنَا رَبَّنَا وَلَا تَحْمِلْ عَلَيْنَا إصْرًا كَمَا حَمَلْتَهُ  
عَلَى الَّذِينَ مِنْ قَبْلِنَا رَبَّنَا وَلَا تُحَمِّلْنَا مَا لَا طَاقَةَ لَنَا بِهِ وَاعْفُ عَنَّا وَاعْفِرْ لَنَا  
وَارْحَمْنَا أَنْتَ مَوْلَانَا فَانصُرْنَا عَلَى الْقَوْمِ الْكَافِرِينَ ﴾ سورة البقرة : الآية 286 .

" صدق الله العظيم "

## *Remerciement*

*Au Nom D'Allah Le Tous Miséricordieux, Le Très Miséricordieux*

*Tout d'abord nous remercions Allah gloire à lui qu'il soit Exalté, de nous avoir donné courage, patience, santé, force, volonté... etc., de nous avoir permis de finaliser l'élaboration de ce modeste travail, louange à Allah le tous puissant.*

*Nos remerciements vont également à l'endroit de nos parents pour leur soutien sans faille, ce soutien qui nous a permis de bien tenir d'endurer, de patienter durant tout ce parcours.*

*Nous remercions également notre formateur et encadreur Pr LAMARA Mohammed de nous avoir honoré en acceptant de nous encadrer, nous le remercions également pour ses précieux conseils, sa confiance manifeste, et son aide durant toute la période du travail.*

*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 remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce noble travail.*

*Merci Merci Merci !!!*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à mes parents qui n'ont pas cessés de me soutenir et de m'apporter de l'affection, la tendresse, l'amour et les conseils nécessaires pendant les moments les plus critiques.*

*Je vous souhaite une excellente santé, que Dieu vous accorde une longue vie, pleine de joie.*

*A mes chers frères et ma sœur pour leurs appuis et leurs encouragements, Et à toute ma famille.*

*Je vous souhaite longue vie de croyance et de bonheur.*

*Soyons unis pour devenir ce que nous l'espérons, et que Allah nous aide à le réaliser.*

*A tous mes Amis qui m'ont toujours encouragés, et à qui je souhaite plus de succès.*

*A tous mes collègues .....*

*A tous ceux que j'aime .....*

***Rabah***

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :*

*À ma très chère mère à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.*

*À mon très cher père qui m'a soutenu et a su me donner courage au moment venu.*

*À mes très chers frères ;*

*À mes très chères sœurs ;*

*À tous les membres de ma famille ;*

*À mes très chères amies.*

*En effet, À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagés avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes qui ont cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.*

*Ismael*

## Résumé

En génie civil, les géosynthétiques sont devenus des matériaux de construction répandus et bien adaptés pour des applications géotechniques. La technique de renforcement des sols par ces matériaux est appliquée dans des nombreux ouvrages : murs de soutènements, fondations superficielles, pentes et remblais. Leur utilisation présente à l'heure actuelle une solution économique intéressante.

Le présent travail s'intéresse à l'étude et modélisation numérique du comportement mécanique des ouvrages géotechniques renforcés par des géosynthétiques. La simulation est accomplie à l'aide du code de calcul Plaxis 2D.

Les résultats obtenus ont montré que l'incorporation des nappes des géogrilles dans une masse de sol et le choix adéquat des paramètres, permet d'améliorer considérablement le comportement mécanique et la stabilité des ouvrages, avec un coût de réalisation réduit.

**Mots clés:** géosynthétiques, ouvrages géotechniques, géogrid, modélisation numérique, Plaxis 2D.

## Abstract

In civil engineering, geosynthetics have become widespread and well-suited building materials for geotechnical applications. The technique of soil reinforcement with these materials is applied in many structures: retaining walls, shallow foundations, slopes and embankments. Their use currently presents an interesting economic solution.

This work focuses on the study and numerical modeling of the mechanical behavior of geotechnical structures reinforced by geosynthetics. The simulation is performed using the Plaxis 2D computer code.

The results obtained showed that the incorporation of the geogrid layers in a soil mass and the appropriate choice of parameters, makes it possible to considerably improve the mechanical behavior and the stability of the structures, with a reduced construction cost.

**Keywords:** geosynthetics, geotechnical structures, geogrid, numerical modeling, Plaxis 2D.

## ملخص

في الهندسة المدنية ، أصبحت مواد البناء الجيوسنتيكية واسعة الانتشار ومناسبة تمامًا للتطبيقات الجيوتقنية. يتم تطبيق تقنية تقوية التربة بهذه المواد في العديد من الهياكل: الجدران الاستنادية ، والأساسات الضحلة ، والمنحدرات واشغال الردم. يقدم استخدامها حاليًا حلاً اقتصاديًا مثيرًا للاهتمام

هذا العمل يركز على الدراسة والنمذجة العددية للسلوك الميكانيكي للهياكل الجيوتقنية. يتم إجراء المحاكاة باستخدام كود برنامج البلاكسيس (ب 2).

أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن دمج طبقات الجيوغريد في كتلة التربة والاختيار المناسب للمعلمات ، يجعل من الممكن تحسين السلوك الميكانيكي واستقرار الهياكل بشكل كبير ، مع انخفاض تكلفة البناء.

**الكلمات المفتاحية:** الجيوسنتيكية ، الأعمال الجيوتقنية ، الشبكة الجغرافية ، النمذجة العددية ، برنامج البلاكسيس (ب 2).

# TABLE DES MATIÈRES

Remerciement .....	I
Dédicace .....	II
Résumé .....	III
Introduction générale .....	I

## Chapitre I: Renforcement des sols et ouvrages géotechniques

I.1 Introduction .....	3
I.2 Historique de la terre armée .....	3
I.3 Principe de fonctionnement de la terre armée .....	6
I.4 Domaines d'application de renforcement des sols .....	7
I.5 Murs de soutènement .....	9
I.5.1 Description de base .....	9
I.5.2 Différents composantes des ouvrages en terre armée .....	10
I.5.2.1 Le matériau de remblai .....	11
I.5.2.2 Les parements .....	12
I.5.2.3 Les renforcements .....	14
I.5.3 Mise en œuvre des ouvrages en terre armée .....	15
I.6 Remblais .....	17
I.6.1 Description de base .....	17
I.7 Fondations peu profondes .....	19
I.7.1 Description de base .....	19
I.8 Les pentes .....	21
I.8.1 Description de base .....	21
I.9 Conclusion .....	23

## Chapitre II: Notions sur les matériaux géosynthétiques

II.1 Introduction .....	24
II.2 Classification des géosynthétiques .....	24
II.2.1 Classification selon le mode de fabrication et leur utilisation .....	24
II.2.2 Classification selon leur géométrie .....	25
II.3 Procédés de fabrication des géosynthétiques .....	25
II.3.1 Géotextiles tissés .....	26
II.3.2 Géotextile tricoté .....	26
II.3.3 Géotextile non tissé .....	26
II.3.4 Produits apparentés .....	27
II.4 Fonctions des géosynthétiques .....	29
II.4.1 Renforcement .....	30
II.4.2 Séparation .....	31
II-4-3 Filtration .....	32
II.4.4 Drainage .....	32
II.4.5 Étanchéité .....	33



II.4.6 Protection .....	33
II.4.7 Anti-érosion .....	34
II.5 Propriétés, applications et disposition constructive .....	35
II.5.1 Propriétés physiques .....	35
II.5.2 Propriétés mécaniques .....	37
II.5.3 Propriétés hydrauliques .....	42
II.5.4 Propriétés d'endurance et de dégradation (chimiques) .....	42
II.5.5 Test et propriétés admissibles .....	43
II.6 Caractéristiques de base des géosynthétiques .....	44
II.7 Disposition constructive .....	45
II.8 Mise en place et contrôle des géosynthétiques .....	47
II.8.1 Installation .....	57
II.8.2 Surveillance et inspection .....	49
II.9 Géosynthétique et développement durable .....	50
II.10 Conclusion .....	51

## Chapitre III: Interaction Sol-géosynthétique

III.1 Introduction .....	52
III.2 Mécanisme d'interaction sol-géosynthétiques .....	53
III.3 Évaluation du frottement .....	56
III.3.1 Essais de cisaillement direct .....	57
III.3.2 Essai de cisaillement sur un plan incliné .....	58
III.3.3 Essai d'arrachement .....	58
III.3.4 Paramètres influençant le frottement sol-armature .....	59
III.4 Modélisation par différents modèles de l'essai d'extraction .....	62
III.5 Conclusion .....	67

## Chapitre VI: Ouvrages en sol renforcé

IV.1. Introduction .....	68
IV.2. Ouvrages de soutènement .....	68
IV.2.1. Choix des dimensions et critères de conception .....	68
IV.2.1. 1. Géométrie du mur et définition des propriétés du sol .....	68
IV.2.1.2. Le choix des critères de performance .....	69
IV.2.1. 3. L'encastrement de la fiche .....	69
IV.2.1.4. Longueur des nappes de renforcement .....	69
IV.2.1. 5. Espacement des nappes de renforcement .....	70
IV.2.1. 6. Pressions latérales des Terres .....	70
IV.2.2. Étude de la stabilité interne .....	72
IV.2.2.1 Principe .....	72
IV.2.2.2 Détermination .....	73
IV.2.3. Étude de stabilité externe .....	74
IV.2.3.1. Principe .....	74
IV.2.3.2. Actions volumiques .....	74

IV.2.3.4. Vérification vis-à-vis du renversement .....	75
IV.2.3.5. Vérification vis-à-vis du glissement .....	75
IV.2.3.6. Vérification vis-à-vis de la capacité portante .....	75
IV.2.4. Stabilité globale .....	76
IV.2.5. Modes de ruptures .....	76
IV.2.5.1. Ruptures dues à la Stabilité externe .....	76
IV.2.5.2 Ruptures dues à la Stabilité interne .....	77
IV.2.5.3 Ruptures dues à la Stabilité du parement .....	77
IV.3. Fondations superficielles .....	78
IV.3.1. Prés-dimensionnement .....	78
IV.3.1.1. Modes de Rupture .....	78
IV.3.1.2. Paramètres affectant la capacité portante .....	79
IV.3.2. Capacité portante pour les fondations .....	81
IV.3.2.1 Capacité portante pour les sols non renforcés .....	81
IV.3.2.2 La capacité portante pour les sols renforcés .....	82
IV.4. Stabilité des pentes .....	84
IV.4.1. La stabilité interne .....	84
IV.4.2. La stabilité globale .....	85
IV.4.3. La stabilité superficielle .....	85
IV.4.4. Prés-dimensionnement et étapes de calculs .....	85
IV.4.5. Calcul de stabilité des pentes .....	86
IV.5 Étude analytique d'un mur de soutènement .....	87
IV.5.1 pré-dimensionnement .....	87
IV.4.2 Stabilité interne .....	89
IV.5.3 Stabilité externe .....	90
IV.6 Conclusion .....	92

## Chapitre V: Modélisation Numérique

V.1. Introduction .....	93
V.2 1 <sup>er</sup> cas - Murs de soutènement .....	93
V.2.1 Mur renforcé par des géogrilles .....	93
V.2.1.1 Présentation du modèle numérique .....	93
V.2.1.2 Processus de construction et méthodologie de modélisation .....	95
V.2.1.3 Maillage et conditions initiales .....	96
V.2.1.4. Modélisation des phases de calcul .....	97
V.2.1.5 Présentation des résultats .....	98
V.2.2. Mur console en béton armé .....	104
V.2.2.1. Présentation du modèle numérique .....	104
V.2.2.2 Processus de construction .....	104
V.2.2.3 Les résultats .....	105
V.3 Étude paramétrique .....	109
V.3.1 Module de Young du remblai (E) .....	109
V.3.2 La cohésion (c) .....	110
V.3.3 L'angle de frottement interne du remblai ( $\phi$ ) .....	111

V.3.4 Rigidité axiale des géogrilles (EA)	112
V.3.5 La longueur des géogrilles (L)	113
V.3.6. L'espacement vertical entre les nappes de géogrilles	113
V.4 2 <sup>ème</sup> cas pente conforté	114
V.4.1 État naturel	114
V.4.1.1 Présentation du modèle numérique	114
V.4.1.2 Processus de construction et méthodologie de modélisation	115
V.4.1.3 Génération du maillage	116
V.4.1.4 Les résultats	117
V.4.2 Confortement de talus	118
V.4.2.1 Reprofilage	119
V.4.2.2 Substitution totale ou partielle	119
V.4.2.3 Renforcement	121
V.4.2.3.1 Incorporation des géogrilles dans le terrain naturel	122
V.4.2.3.2 Incorporation de géogrille avec substitution	123
V.5 Conclusion	125
<b>Conclusion générale</b>	<b>126</b>
<b>Référence bibliographique</b>	<b>IV</b>

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I : Renforcement des sols et ouvrages géotechniques

Figure I.1 : Modèles réduits en papier journal. Réflexions. Intuitions. Calculs. 1958 -1962	4
Figure I.2 : L'accroissement de nombre d'ouvrages en terre armée durant les années.	5
Figure I.3 : L'augmentation de surface totale de parement des ouvrages en terre armée.	6
Figure I.4 : Vue d'un mur de soutènement en Terre armée.	6
Figure I.5 : Essais à l'appareil triaxial allure de courbes efforts-déformations.	7
Figure I.6 : Différente application des géosynthétiques en géotechnique	8
Figure I.7 : Schéma de principe d'un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétique.	9
Figure I.8 : Rôle de la peau dans un ouvrage en terre armée	10
Figure I.9 : Éléments composant un mur en Terre Armée.	10
Figure I.10 : Caractéristiques mécaniques des remblais utilisables en terre armée.	11
Figure I.11 : Photo d'un mur de soutènement de terre armée avec écaille en béton.	13
Figure I.12 : Types des parements en béton.	13
Figure I.13 : Autres types de parement.	14
Figure I.14 : Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée	15
Figure I.15: Montage d'un parement.	16
Figure I.16 : Remblaiement et le compactage d'une couche de sol.	16
Figure I.17 : Pose et fixation des armatures sur les écailles de parement.	17
Figure I.18 : Remblai sur sols de fondation faibles : (a) remblai sur sol de fondation faible uniforme (b) remblais sur sol de fondation localement faible (d'après Bonaparte et Christopher, 1987).	18
Figure I.19 : Renforcement d'un remblai	18

<b>Figure I.20</b> : réalisation d'un remblai renforcé : <b>(a)</b> phase de réalisation ; <b>(b)</b> forme finale du remblai	19
<b>Figure I.21</b> : Sols de fondation renforcés supportant les semelles des ouvrages	
<b>(a)</b> semelle chargée ; <b>(b)</b> culée de pont.	20
<b>Figure I.22</b> : Disposition des couches de renforcement sous une semelle	
<b>(a)</b> disposition idéale (après Basset et Last, 1978) ; <b>(b)</b> disposition pratique.	20
<b>Figure I.23</b> : Une semelle chargée reposant sur un remblai granulaire renforcé	
<b>(b)</b> par géosynthétique avec des couches de renforcement ayant des extrémités enveloppantes.	21
<b>Figure I.24</b> : Un important glissement de terrain qui gêne la circulation sur la RN 26 A (Bejaïa)	22
<b>Figure I.25</b> : Rôle du renforcement dans les talus : <b>(a)</b> augmenter le facteur de sécurité	
<b>(b)</b> stabiliser la partie inclinée de la pente (d'après Simac, 1992).	22

## Chapitre II : Notions sur les matériaux géosynthétiques

<b>Figure II. 1:</b> Exemple de géotextile tissé	26
<b>Figure II.2:</b> Exemple de géotextile tricoté	26
<b>Figure II.3:</b> Exemple de géotextile non tissé	27
<b>Figure II.4:</b> Géogrilles uniaxiale et biaxiale	27
<b>Figure II.5:</b> Un tissé de bandelettes	28
<b>Figure II.6:</b> Géomembranes.	28
<b>Figure II.7:</b> Géosynthétiques bentonitiques	29
<b>Figure II.8</b> : Rôles du renforcement des géosynthétiques	31
<b>Figure II.9</b> : Mécanisme de base impliqué dans la fonction de séparation	31
<b>Figure II.10</b> : Mécanisme de base impliqué dans la fonction de filtration	32
<b>Figure II.11</b> : Mécanisme de base impliqué dans la fonction de drainage	32
<b>Figure II.12</b> : Utilisation : géomembranes pour étanchéité	33
<b>Figure II.13</b> : Rôle de protection d'un géotextile d'une décharge de protection	33
<b>Figure II.14</b> : Utilisation de géotextile contre l'érosion	34
<b>Figure II.15</b> : Variation de l'épaisseur des géotextiles avec la pression normale appliquée (D'après Shamsher, 1992).	36
<b>Figure II.16</b> : Comportement en compression des géosynthétiques	37
<b>Figure II.17</b> : Résistance à la traction de différents types de Géosynthétiques	38
<b>Figure II.18</b> : Influence de la température sur la résistance à la traction de certains polymères (d'après Van Santvoort, 1995).	38
<b>Figure II.19</b> : Variation de la résistance à la traction avec la masse par unité de surface pour les géotextiles PP (d'après Ingold et Miller, 1988)	38
<b>Figure II.20</b> : Courbes charge-déformation pour les géotextiles	39
<b>Figure II.21</b> : Propriétés de résistance typiques de certains géosynthétiques (d'après John, 1987)	39
<b>Figure II. 22:</b> visualisation de l'ancrage d'un géotextile souple	41
<b>Figure II.23</b> : Application d'un géosynthétique de renforcement <b>(a)</b> mode de défaillance glissante	
<b>(b)</b> mode d'échec de retrait	41
<b>Figure II.24:</b> Mise en place des géosynthétiques dans une construction de route	47
<b>Figure II.25</b> : Recouvrement des géosynthétiques par le sol	48
<b>Figure II.26</b> : Contrôle des géosynthétiques	49

## Chapitre III : Interaction Sol-géosynthétique

Figure III.1 : Ligne des tractions maximales dans un mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007)	53
Figure III.2 : Mécanismes d'interaction entre une grille et un sol granulaire	54
Figure III.3. La dilatance empêchée	55
Figure III.4 : Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface (Palmeira, 2009)	56
Figure III.5: Essai de cisaillement direct sur une boîte de cisaillement	57
Figure III.6 : Essai de cisaillement sur plan incliné	58
Figure III.7 : Schéma d'un essai d'arrachement	58
Figure III.8. Vue de la disposition de l'ensemble du matériel d'un essai d'arrachement	59
Figure III.9 : Influence de la contrainte normale initiale sur le coefficient de frottement apparent $f^*$ dans un essai d'extraction	59
Figure III.10 : Influence de l'état de surface de l'armature sur le coefficient de frottement apparent $f^*$ dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981)	60
Figure III.11: Influence de la compacité de milieu granulaire sur le coefficient de frottement apparent dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981)	60
Figure III.12 : Évolution du coefficient de frottement apparent d'une géogrille en fonction de la contrainte de confinement et de la longueur de renforcement	61
Figure III.13 : Influence de largeur de renforcement sur les résultats d'essai d'extraction	62
Figure III.14 : Figure III.14. Loi de traction	63
Figure III.15. Loi de frottement local	63
Figure III.16. Modélisation de l'armature	63
Figure III.17: Figure III.17. Variation de l'effort de traction le long du renforcement	67

## Chapitre IV : Ouvrages en sol renforcé

Figure IV.1: Éléments composant un ouvrage de soutènement en terre armé	68
Figure IV.2: Procédures de calcul pour des pressions de la terre active (Analyse de Coulomb)	70
Figure IV.3: Pressions latérales due au poids du sol et surcharges sur un écran vertical et surface horizontale	71
Figure IV.4: Analyse externe: pression de la terre / excentricité; cas de remblai en pente	72
Figure IV.5: Ligne des tractions maximales ( $l_m$ ), Séparant zone active et zone résistante	72
Figure IV.6 : Ensemble des forces appliquées à un mur de soutènement	74
Figure IV.7 : Actions volumiques pour le dimensionnement externe	74
Figure IV.8: Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé	76
Figure IV.9: Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé	77
Figure IV.10: Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé	77
Figure IV.11 : Modes de rupture possibles des fondations peu profondes renforcées par géosynthétique	79
Figure IV.12 Paramètres géométriques du sol de fondation renforcé par géosynthétique	80
Figure IV.13: Les courbes chargement- tassement avec et sans renforcement	80
Figure IV.14 : Courbe chargement -tassement	81
Figure IV.15: Fondation reposant sur un sable renforcé (D'après Huang et Menq1997)	82
Figure IV.16: Dimensions des ouvertures et d'épaisseur de ruban de la géogrille	83.
Figure IV.17: Modes de défaillance : (a) stabilité interne ; (b) la stabilité globale ; (c) stabilité superficielle (d'après Simac, 1992)	84

<b>Figure IV.18:</b> Paramètres géométriques pour une fondation en bande de surface sur la pente d'argile renforcée par géogrille (d'après Das et al. 1996)	86
<b>Figure IV.19:</b> géométrie du mur en géogrille	87
<b>Figure IV. 20:</b> dispositions des nappes de géogrille	90

## Chapitre V : Modélisation Numérique

<b>Figure V.1 :</b> géométrie du modèle numérique Mur R.G	94
<b>Figure V.2 :</b> génération de maillage du domaine	96
<b>Figure V.3 :</b> champ de contraintes effectives avant la construction	97
<b>Figure V.4 :</b> champ de déplacements du maillage ( $d_{max} = 33,53$ mm)	99
<b>Figure V.5 :</b> Distribution de champ de déplacements ( $d = 33,53$ mm)	99
<b>Figure V.6 :</b> coefficient de sécurité ( $F_s = 2,111$ )	100
<b>Figure V.7 :</b> diagramme des contraintes effectives horizontales	100
<b>Figure V.8:</b> diagrammes de déplacement et sollicitations dans les blocs de façade	102
<b>Figure V.9 :</b> diagrammes de déplacement et sollicitations dans les nappes de géogrille	102
<b>Figure V.10 :</b> diagrammes de déplacement et sollicitations dans la semelle de	103
<b>Figure V.11:</b> géométrie du modèle numérique Mur B.A	104
<b>Figure V.12 :</b> champs de déplacement totaux de l'ensemble du modèle ( $d_{max} = 149$ mm)	105
<b>Figure V.13 :</b> distribution de champ de déplacement ( $d = 149$ mm)	105
<b>Figure V.14 :</b> coefficient de sécurité ( $F_s = 1,595$ )	106
<b>Figure V.15 :</b> diagramme des contraintes effectives horizontales	106
<b>Figure V.16 :</b> diagrammes de déplacement et sollicitations dans le voile	107
<b>Figure V.17 :</b> diagrammes de déplacement et sollicitations dans la semelle	108
<b>Figure V.18 :</b> courbes représentatives de l'évolution de $F_s$ et déplacements maximum en fonction de la variation de $E$ .	109
<b>Figure V.19:</b> courbes représentatives de l'évolution de $F_s$ et $D$ en fonction de la cohésion $c$	110
<b>Figure V.20 :</b> courbe représentant de l'évolution de $F_s$ et $d$ en fonction de l'angle de frottement $\varphi$	111
<b>Figure V.21:</b> courbe représentant de l'évolution de $F_s$ et $d$ en fonction de la rigidité axiale de renforcement $EA$	112
<b>Figure V.22:</b> courbe représentant de l'évolution de $F_s$ et $d$ suivant	113
<b>Figure V.23 :</b> géométrie du modèle numérique pente conforté	114
<b>Figure V.24 :</b> génération de maillage du domaine	116
<b>Figure V.25 :</b> nappe phréatique et pression interstitielle	117
<b>Figure V.26:</b> contrainte Effective maximale $\sigma_1$	
<b>Figure V.27:</b> Distribution de champ de déplacement ( $d = 29,60$ m)	117
<b>Figure V.28:</b> coefficient de sécurité ( $F_s = 1,254$ )	118
<b>Figure V.29 :</b> Distribution de champ de déplacement ( $d = 7,1.10^3$ m)	119
<b>Figure V.30:</b> coefficient de sécurité ( $F_s = 1,176$ )	119
<b>Figure V.31:</b> Zone instable et déplacement total ( $d=15,88$ m)	120
<b>Figure V.32:</b> coefficient de sécurité ( $F_s=1,312$ )	120
<b>Figure V.33:</b> Zone instable et champ de déplacement ( $d=2,63.10^3$ m)	122
<b>Figure V.34:</b> coefficient de sécurité ( $F_s=1,285$ )	122
<b>Figure V.35:</b> Zone instable et champ de déplacement ( $d= 17,66$ m)	123
<b>Figure V.36:</b> coefficient de sécurité ( $F_s = 1,642$ )	123
<b>Figure V.37:</b> déplacement et sollicitation des nappes de géogrilles incorporées	124
<b>Figure V.38 :</b> variation de coefficient de sécurité en fonction des méthodes de confortement	125

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre II : Notions sur les matériaux géosynthétiques

Tableau II.1 : fonction de quelques types des géosynthétiques .....	34
Tableau II.2 : Propriétés typiques des polymères utilisés pour la fabrication des géosynthétiques .....	40
Tableau II.3 : Résistance aux agressions biochimiques des polymères .....	43
Tableau II.4 : Caractéristiques de quelques géosynthétiques .....	44
Tableau II.5 : Durée maximale d'exposition des géotextiles et produits apparentés .....	46

## Chapitre IV : Ouvrages en sol renforcé

Tableau IV.1 : Pente du terrain aval et $D_m / q_{ref}$ (m/kPa) .....	69
Tableau IV.2 : Espacement relatif maximal $S_v/H_m$ en fonction du rapport $L_{inf}/H_m$ .....	70
Tableau IV.3 : Caractéristique des géogrilles utilisés .....	88

## Chapitre V : Modélisation Numérique

Tableau V.1 : caractéristiques physiques et mécaniques des sols .....	95
Tableau V.2 : caractéristiques des Blocs de parements .....	95
Tableau V.3 : Frontières du domaine .....	96
Tableau V.4 : les phases de calcul (Mur R.G) .....	98
Tableau V.5 : caractéristiques des éléments de mur (voile ; semelle) .....	104
Tableau V.6 : caractéristiques physique et mécanique des couches de sols .....	115
Tableau V.7 : phases de calcul (pente) .....	115
Tableau V.8 : coordonnées de repérage du niveau de la nappe phréatique .....	116
Tableau V. 9: caractéristiques physiques et mécaniques du remblai .....	120
Tableau V. 10: caractéristiques des géogrilles .....	121

---

*INTRODUCTION  
GENERALE*

---



## **Introduction générale**

Le matériau de construction le plus couramment rencontré, au cours de la réalisation des ouvrages en génie civil, est le sol. Ce matériau est généralement caractérisé par une faible résistance vis à vis des sollicitations, ce qui peut engendrer des risques d'instabilités.

L'expansion rapide des villes et zones urbaines et le développement important des voies de transport à contraint les concepteurs d'implanter les ouvrages sur des terrains avec des propriétés mécaniques médiocres. Vu les coûts, parfois excessifs, associés à des solutions conventionnelles par amélioration des qualités mécaniques des sols, la technique de renforcement des sols a été proposée comme une alternative, qui peut résoudre différents problèmes liés à la résistance et à la capacité portante.

Le renforcement des sols (Terre Armée) consiste à placer des éléments résistants au sein du massif de sol. L'idée de cette technique a été introduite pour la première fois par Henri Vidal (1963). Puis elle a été étendue à la construction des ouvrages stables et plus économiques. La terre armée est un processus, qui associe des armatures travaillent en traction et le sol, formant un matériau composite doté d'une meilleure résistance.

Le concept de la terre armée date depuis les années soixante et il n'a pas cessé d'évoluer, tant au niveau des méthodes de dimensionnement qu'au nature des matériaux utilisés. Les éléments de renforcement s'étendent des barres et bandes métalliques rigides à des matériaux géosynthétiques flexibles.

Depuis une quarantaine d'années, le renforcement des sols par des géosynthétiques se généralise dans le domaine géotechnique pour la réalisation des ouvrages tels que les murs de soutènement, le renforcement des sols de fondation et d'assurer la stabilité des pentes et remblais de routes. Ces inclusions souples permettent de renforcer les sols de mauvaise qualité dans le but de pouvoir les utiliser en construction. La stabilité et la durabilité des ouvrages renforcés dépendent du développement des forces de frottements au niveau de la zone d'ancrage pour équilibrer la tension générée dans les éléments de renforcement.

Dans le souci de construire toujours plus grand et plus esthétique, les ingénieurs construisent des infrastructures les une plus colossales que les autres. Cependant, la sécurité de ces infrastructures dépend de la qualité du sol de fondation, qui reçoit toutes les charges rapporté par un ouvrage, par conséquent étudier ces couches de sol dans le cadre de leur renforcement s'avère plus que déterminant.

Le développement des modèles de calcul numérique et le progrès réalisé dans le domaine informatique ont permis de tenir compte des comportements de plus en plus complexes des géomatériaux. L'utilisation des méthodes numériques en géotechniques est particulièrement compliquée, d'une part, le comportement réel du sol est très complexe caractérisé par des grandes déformations (comportement élastoplastique), et d'autre part, l'existence des zones de contact entre deux milieux de rigidités différentes, phénomène d'interaction sol-structure.

Le travail réalisé est rapporté dans ce mémoire, qui est structurée en cinq chapitres.

Le premier chapitre comporte en premier lieu une description de concept de la terre armée, et son évolution dans le temps, par la suite on présente l'application de ce concept pour le renforcement par des éléments de géosynthétiques pour renforcer le sol.

Le deuxième chapitre est consacré à une description détaillée concernant les matériaux géosynthétiques, leur classification, ainsi que leurs applications aux ouvrages géotechniques.

Les mécanismes d'interaction sol-géosynthétiques et les différents essais expérimentaux utilisés pour caractériser le comportement de la zone de contact, sont abordés dans le troisième chapitre.

Dans le quatrième chapitre, on a présenté les étapes à suivre pour étudier des ouvrages géotechniques en terre armée à travers la vérification de la stabilité et la détermination de la quantité d'armatures nécessaire, à savoir les murs de soutènements, les fondations et les pentes. Un exemple de calcul d'un mur de soutènement en sol renforcé est donné.

Étant donné que le comportement mécanique des géomatériaux est fortement compliqué, donc l'étude des ouvrages géotechniques est souvent réalisée à l'aide des méthodes numériques comme la méthode des éléments finis basée sur un comportement élastoplastique du sol. De ce fait le cinquième chapitre est consacré à la modélisation numérique de deux types d'ouvrages renforcés par des géosynthétiques, un mur de soutènement et une pente instable. La simulation numérique est accomplie à l'aide du logiciel PLAXIS 2D.

Enfin le mémoire se termine avec une conclusion générale.

---

*CHAPITRE I :*  
*RENFORCEMENT DES SOLS ET*  
*OUVRAGES GÉOTECHNIQUES*

---

## I.1 Introduction

Les techniques employées pour améliorer le comportement mécanique des sols, utilisant des éléments de renforcement ont été largement développées durant ces dernières décennies et appliquées dans différents ouvrages de la géotechnique. Le concept de sol renforcé comme matériau de construction est basé sur l'existence de l'interaction sol-renforcement dû aux frottements et propriétés d'adhésion entre sol renforcements et la résistance à la traction.

Dans beaucoup de situations l'utilisation des renforcements en particulier ceux basés sur des géosynthétiques comme les géotextiles et les géogrilles, permet l'augmentation d'une manière significative les facteurs de sécurité, et l'amélioration de la performance des massifs de sol.

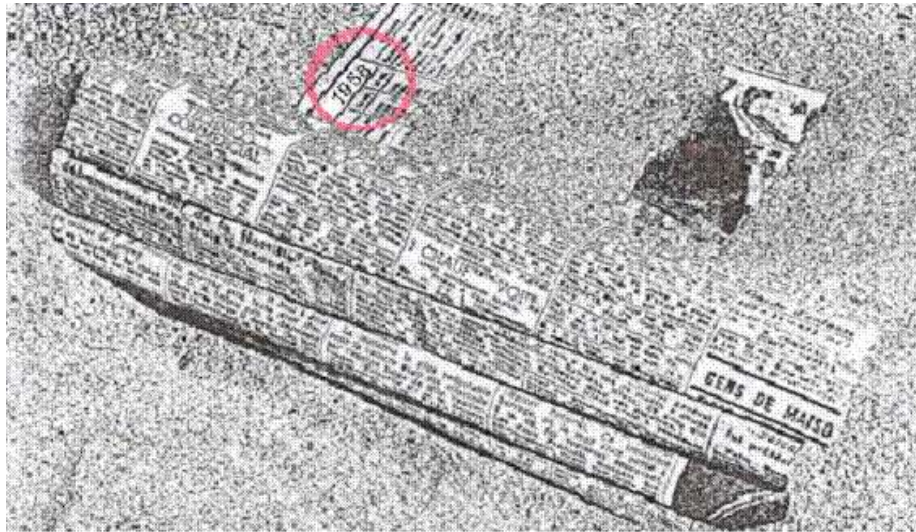
Dans ce chapitre on a essayé d'introduire le concept de la terre armé, après une brève présentation de l'évolution historique de la technique. Des descriptions sont présentées concernant les ouvrages géotechniques tels que les murs de soutènement, les remblais, les fondations peu profondes et les pentes. Au vu des objectifs d'utilisation des géosynthétiques dans ces ouvrages, cette présentation porte principalement sur le rôle de renforcement et de stabilisation.

## I.2 Historique de la terre armée

La résistance des sols dans les dépôts naturels et les remblais peut être améliorée par différentes techniques tel que, les processus de stabilité mécaniques ou chimiques, ainsi par l'inclusion des éléments rigides dans le sol, l'exemple le plus intéressant c'est l'effet des racines des arbres sur la stabilité du sol. À côté de ces techniques naturelles et traditionnelles, la terre armé avait été introduit comme un matériau de construction durant les années soixante par son inventeur l'architecte Français Henri Vidal, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963. « *Au départ tout .commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint-Tropez. Mais le sable s'égrène. Ce qui encourage Henri de trouver une solution fiable ce qui arrive d'armer le château de sable avec des aiguilles de pins* » (Figure I.1), et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la terre armée.

Depuis 1965, les techniques de la terre armée ont été le sujet de nombreux développement à travers le monde, durant les cinq dernières décennies, les efforts se sont plutôt concentrés sur l'évolution et l'optimisation des éléments de renforcements dans les diverses formes et matériaux. En effet plusieurs travaux de recherches expérimentales et

théoriques ont été entrepris dans les laboratoires et les universités pour une meilleure compréhension du comportement de la terre armée.



**Figure I.1 :** Modèles réduits en papier journal. Réflexions. Intuitions. Calculs. 1958 -1962

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) entreprit des 1967 des recherches sur la terre armée qui permettent tout d'abord de mettre au point les premiers formules pour le dimensionnement des murs de soutènement en montrant qu'un massif en terre armée perde sa stabilité soit par rupture des armatures, ou par défaut d'adhérence entre sol-armatures, ce qui permet de comprendre le mécanisme de fonctionnement de ce nouveau matériau. Ces recherches se poursuivent actuellement notamment par des essais sur des ouvrages réels.

Plus tard des recherches similaires furent entamées aux États Unis (USA) et en Grande Bretagne (UK). L'année 1978 a vu la publication des résultats de ces recherches et l'organisation de deux séminaires internationaux sur la terre armée à Pittsburgh (USA) et Sydney (Australie). Ceci fut rapidement suivi en 1979 par la conférence internationale « la terre armée » organisé à Paris.

À partir de 1972 ont été entreprise, conjointement par LCPC la société de « La Terre Armée », des études sur la durabilité des armatures et le phénomène de corrosion des renforcements métalliques enterrés dans les sols de remblai. Depuis, toute une expérience a été acquise dans ce domaine grâce à des essais en laboratoire, des expérimentations sur des modèles réduits en caisse et en vraie grandeur ainsi que des observations sur des ouvrages déjà réalisés.

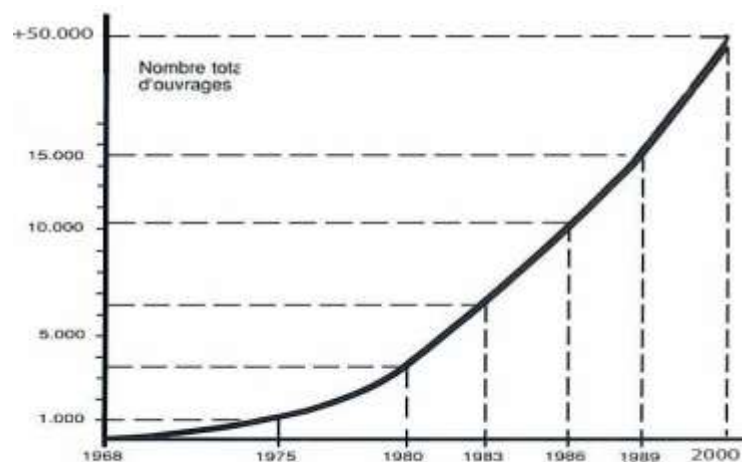
Trois étapes ont marqué le développement technologique de la terre armée :

- L'introduction du parement en écaille de béton en 1971, actuellement la plupart des ouvrages sont réalisés avec ce type de parement ;
- La mise au point en 1975 d'armatures à haute adhérence, armature de 5 mm d'épaisseur en acier doux galvanisé, à surface nervurée, permettant une amélioration très importante de frottement sol-armatures ;
- La substitution des armatures métalliques par des renforcements issus de la géosynthétiques, ce qui permet d'éviter le problème de corrosion des armatures métalliques.

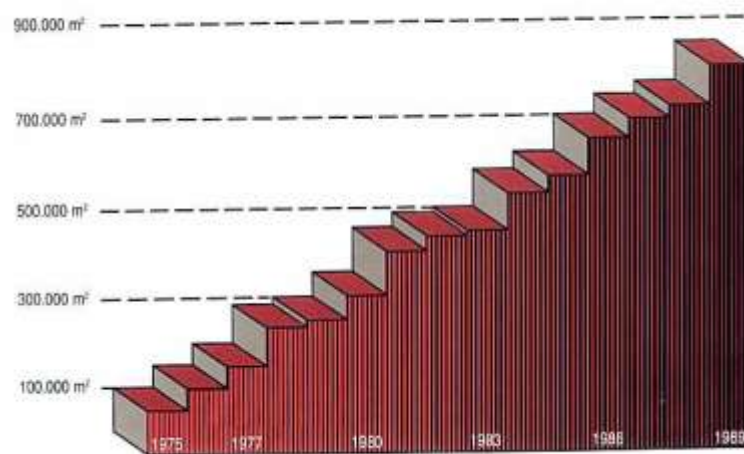
Après une période initiale de scepticisme, les premiers ouvrages significatifs ont été réalisés à partir de 1967. Le début difficile de ce procédé a conduit de nombreux ingénieurs d'effectuer des recherches sur la durabilité des ouvrages. En effet, la question du vieillissement des ouvrages en terre armée est fondamentale car le phénomène de corrosion est inéluctable et déterminant.

Par la suite, l'utilisation de la terre armée s'est rapidement étendue et a été adoptée par les grands pays industriels comme une nouvelle technique de construction. Aujourd'hui, la demande est toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de la terre armée s'est révélée très efficace due à sa grande flexibilité. La majorité des ouvrages sont des murs de soutènement et, pour une part non négligeable, des culées de pont et d'autres ouvrages comme le renforcement des sols de fondations et remblais routières.

De nos jours un grand nombre d'ouvrages en terre armée ont été réalisés à travers le monde (*Figure I.2*), (*Figure I.3*). Ceci s'explique par la facilité et la rapidité de mise en œuvre et l'aspect économique de ces structures.



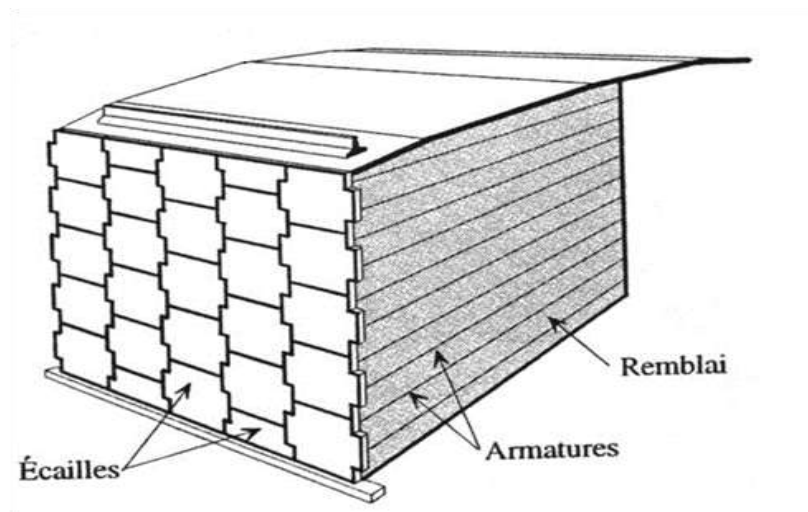
**Figure I.2** : L'accroissement de nombre d'ouvrages en terre armée durant les années.



**Figure I.3 :** L'augmentation de surface totale de parement des ouvrages en terre armée.

### I.3 Principe de fonctionnement de la terre armée

Le principe de la terre armée rappelle celui du béton armé (*d'où son nom*). Tout comme ce dernier, il s'agit d'un matériau composite résultant de l'association de terre et d'armatures, celles-ci étant le plus souvent des barres ou bandes métalliques ou éléments en géosynthétiques susceptibles de reprendre des efforts de traction importants. Donc la terre armée repose ainsi sur la transmission des efforts par frottement entre le sol et les armatures, (*Figure I. 4*).

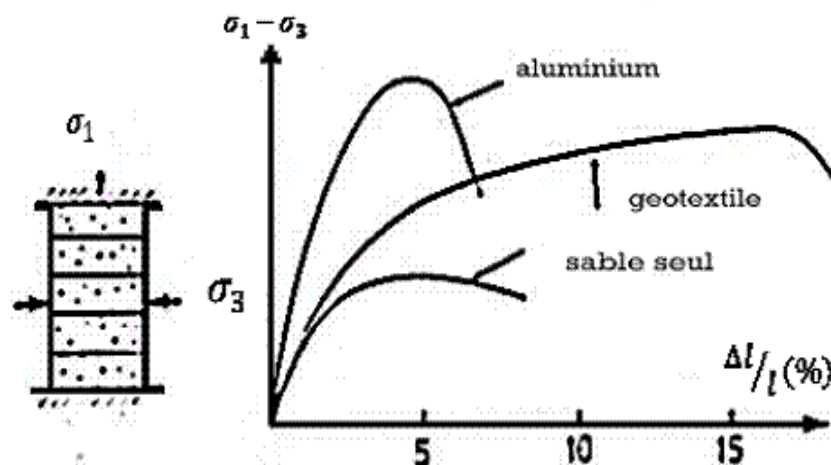


**Figure I.4 :** Vue d'un mur de soutènement en Terre armée.

Les sols naturels possèdent généralement des résistances très faibles aux efforts de traction, voire nulles dans le cas de sols pulvérulents (sable). Donc cette technique assure d'avantage de pouvoir améliorer de manière simple et économique les propriétés mécaniques des sols.

C'est la mobilisation du frottement entre le sol de remblais et les armatures qui interviennent en tant que le phénomène essentiel dans le " fonctionnement " de la terre armée. Le sol transmet ainsi aux armatures par le biais de l'adhérence les efforts qui se développent dans la masse de l'ouvrage due aux chargements. Les armatures sont alors mises en traction et tout se passe comme si la terre possédait suivant les directions là où les armatures sont placées, une augmentation nette de la résistance aux cisaillements proportionnelle aux frottements transmis entre sols-armatures. La condition de non glissement entre sol et armatures peut être satisfaite en jouant sur l'état de surface des armatures, et / ou sur la granulométrie du matériau de remblai.

Les armatures sont généralement réparties dans le massif en terre armée de telle sorte que l'on puisse considérer le matériau terre armée comme pratiquement homogène. Cependant, les armatures ne sont placées que suivant les directions horizontales ou le sol est la plus sollicitée en traction. Par conséquent, le renforcement augmente la capacité portante de sol. Ce résultat a été largement mis en évidence à la fois d'un point de vue théorique et expérimental, notamment par de très nombreux essais effectués à l'appareil triaxial (*Figure I.5*).



*Figure I.5 : Essais à l'appareil triaxial allure de courbes efforts-déformations.*

#### I.4 Domaines d'application de renforcement des sols

Les éléments de renforcement sont aujourd'hui constitués par des produits qui dérivent des géosynthétiques. Ces éléments sont faciles à mettre en œuvre, ils permettent d'envisager des solutions techniques relativement économiques. Leurs caractéristiques essentielles sont la souplesse, la déformabilité et la perméabilité. Les renforcements par géosynthétiques peuvent être utilisés afin de :



- ✓ Augmenter la stabilité des remblais et talus. Le renforcement est placé à la base du remblai ou sur des lits horizontaux dans le corps de remblai; (Figure I.6-a) et Figure I.6-c);
- ✓ Augmenter la capacité portante d'une fondation. La capacité d'un sol renforcé dépend de la largeur et la longueur du géosynthétique et de la profondeur à laquelle il est enterré. Pour être efficace, cette profondeur doit intercepter la surface de rupture qui se produirait sans renforcement. Le nombre de couches de géosynthétiques considérées est également un facteur important pour la stabilité de la fondation (Figure I.6-b) ;
- ✓ Construire des murs de soutènement à l'aide de massifs de sol renforcés par des nappes horizontales de géosynthétiques. Plusieurs techniques de construction ont été développées ces dernières années ; elles associent le plus souvent des parements en béton, auxquels les renforcements peuvent être liés ou non (Figure I.6-d), Figure I.6-e) ;
- ✓ Permettre à un ouvrage en terre de supporter de grandes déformations. Des techniques particulières de construction d'ouvrages en terre ont été développées en utilisant des géotextiles déposés en nappes horizontales et intercalées entre deux couches de remblai ;
- ✓ Réparer ou prévenir les glissements de talus ou de terrains naturels. L'association de géotextiles et géogrilles permet de réduire les coûts de réparation et s'avère une solution souvent intéressante.

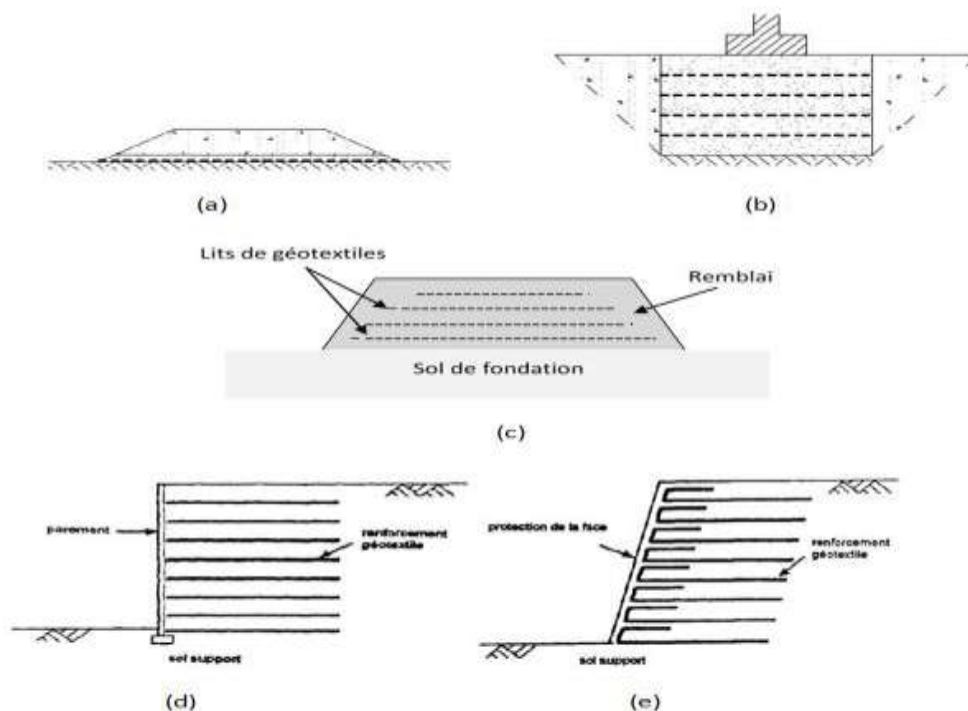


Figure I.6 : Différente application des géosynthétiques en géotechnique

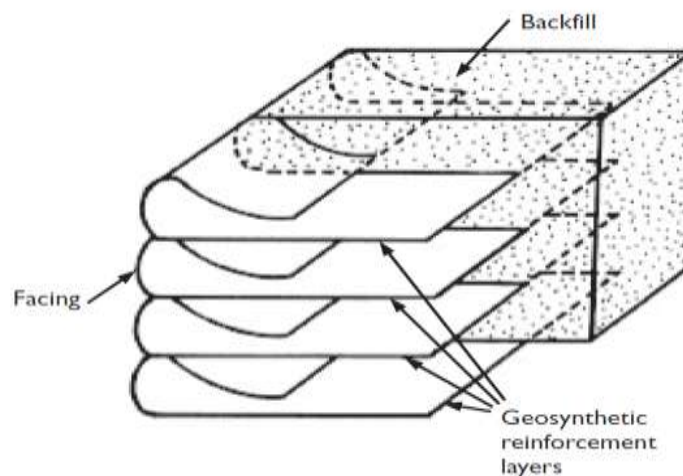
## I.5 Murs de soutènement

### I.5.1 Description de base

Des murs de soutènement sont nécessaires lorsque la construction de pentes n'est pas économique ou n'est pas techniquement réalisable. Un mur de soutènement empêche le matériau de remblai de prendre sa pente naturelle. Les murs de soutènement en sol renforcé sont constitués par des nappes de géosynthétiques, les éléments de renforcement à l'intérieur du remblai pour prendre les efforts dus aux pressions latérales des terres. Les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétique ont généralement trois composantes de base (*Figure I.7*).

- Remblai de sol, qui est généralement spécifié pour être un matériau propre, à drainage libre, non plastique/ sol granuleux;
- Nappes de renforcement, qui sont généralement des couches de géotextile tissé ou de géogrille ;
- Revêtements ou parements souvent utilisés pour maintenir l'apparence et pour éviter l'érosion du sol entre les couches de renforcement.

Des dispositions doivent être prises pour le drainage vertical à l'aide du matériau granulaire ou du géotextile. Le sol de remblai granulaire doit généralement avoir un indice de plasticité inférieur à 6 et un angle de frottement interne supérieur à  $30^\circ$ , et le pourcentage de fines ne doit pas dépasser 15 %. Les particules des matériaux dans le remblai granulaire doivent généralement être d'une taille de tamis inférieure à 19 mm. Dans cas contraires, une réduction de la résistance du géosynthétique dus aux dommages causés par l'installation doit être correctement prise en compte dans la conception.



**Figure I.7** : Schéma de principe d'un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétique.

Un géosynthétique est principalement utilisé pour fonctionner comme un renfort. Il résiste à la pression latérale des terres et maintient ainsi la stabilité du remblai. Sa présence provoque également une réduction des exigences de charge des éléments de façade, ce qui entraîne en gain de matière et de temps. La filtration et le drainage sont des fonctions secondaires à desservi par le géosynthétique dans les murs de soutènement.

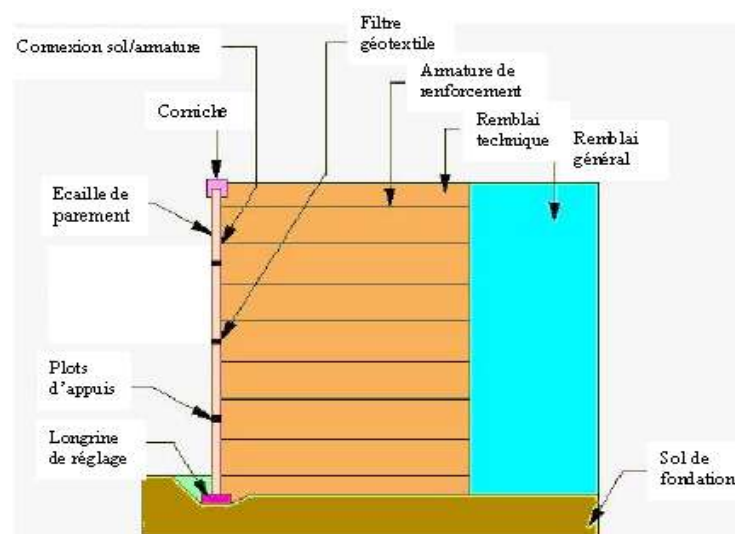
Les éléments de façade ou les parements sont généralement assez souples, de type métallique, ou constituée par l'assemblage d'écailles en béton, disposées d'une manière régulière (*Figure I.3*). C'est d'ailleurs le caractère particulièrement esthétique de ces dernières qui a permis un développement important et rapide de la terre armée en zones urbaines (*Figure I.8*).



*Figure I.8 : Rôle de la peau dans un ouvrage en terre armée*

### I.5.2 Différents composantes des ouvrages en terre armée

Chacun des éléments d'une structure en Terre Armée a une influence directe sur sa stabilité et ses performances. La Figure (I.9) illustre les différents éléments composant un ouvrage de soutènement en terre armée.



*Figure I.9 : Éléments composant un mur en Terre Armée.*

### I.5.2.1 Le matériau de remblai

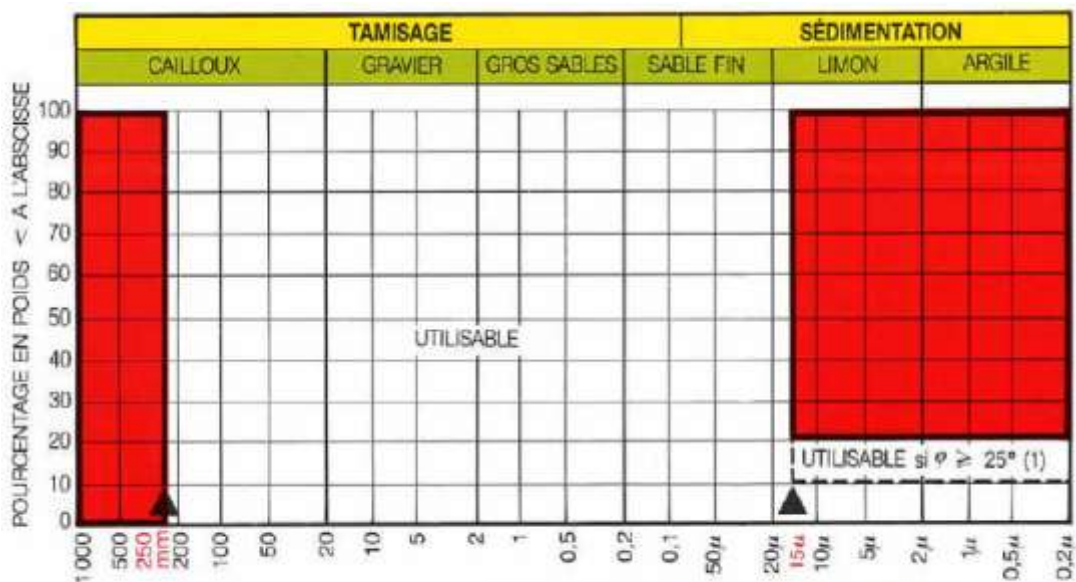
Les matériaux de remblai peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle. Ils ne doivent contenir ni terre végétale ni matière putrescible (qui peut pourrir), ni déchets domestiques. La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci:

- ✓ d'une part des critères géotechniques ;
- ✓ d'autre part des critères chimiques ou électrochimiques.

#### a. Critères géotechniques

Les matériaux de remblai doivent satisfaire à la fois à un critère mécanique (de frottement et granulométrie) et à un critère de mise en œuvre. Pour les ouvrages courants qui ne sont jamais immergés en eau douce ou en eau saumâtre, les caractéristiques mécaniques essentielles sont présentées dans la (Figure I.10).

Les matériaux utilisés en terre armée doivent présenter une courbe granulométrique contenue entièrement dans la zone blanche du graphique ci-dessus. La dimension des plus gros grains ne doit pas excéder 250 mm, (compte tenu de la faible épaisseur des différentes couches variant entre 30 et 40 cm). Il convient en outre de limiter la teneur en eau des matériaux sensibles à l'eau, tel que les argiles gonflantes conformément au Guide pour les Terrassements Routiers (GTR) afin d'éviter des difficultés lors du compactage.



(1)  $\phi$  : Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide.

Figure I.10 : Caractéristiques mécaniques des remblais utilisables en terre armée.

Notons que pour les matériaux comportant des éléments inférieurs à 15  $\mu\text{m}$ , il est nécessaire de connaître son pourcentage en poids:

- moins de 10% : critère mécanique satisfait: le sol est utilisable en terre armée ;
- entre 10 et 20%: sol nécessitant une vérification du critère de frottement ;
- plus de 20% : le matériau est inutilisable en terre armée.

#### **b. Critères chimiques et électrochimiques**

Les critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont :

- la résistivité ;
- le PH ;
- la teneur en sels solubles ;
- la teneur en sulfures.

L'expérience montre que, sauf cas très particulier, les matériaux naturels conformes aux caractéristiques physiques demandées, satisfont à ces critères chimiques et électrochimiques. Il convient toutefois de ne pas utiliser de matériaux d'origine marine ou dragués dans des estuaires en eaux saumâtres, sauf après lavage à l'eau douce.

#### **I.5.2.2 Les parements**

Dans les premiers temps, la forme de base du parement était un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis-à-vis des poussées due au sol dans la zone de bord. Aujourd'hui ce type de parement n'est utilisé que dans les ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention exigent des éléments de parements légers.

Le parement métallique a été rapidement remplacé par un parement constitué d'écailles en béton (*Figure I.11*). L'écaille standard est cruciforme, de 1,50 m sur 1,50 m. Son épaisseur est généralement d'environ 14 cm, correspondant à un poids total d'environ 0,8 t. Ces types dépendent principalement du mode de renforcement de l'écaille. À titre d'exemple pour un mur courant d'une hauteur de 10 m, on utilise en général:

- L'écaille de type en béton non armée pour la partie supérieure du mur (sur 6 m) ;
- L'écaille de type en béton armée pour la partie inférieure du mur (sur 4 m).



**Figure I.11 :** Photo d'un mur de soutènement de terre armée avec écaille en béton.

Des goujons verticaux assurent la liaison entre les écailles et donne une bonne résistance à la déformabilité horizontale. Des joints horizontaux compressibles sont placés entre les écailles et donnent au parement une certaine flexibilité verticale. Chaque écaille comprend quatre amorces d'armatures noyées dans le béton et des angles de levage permettant sa manutention et sa mise en œuvre. Les écailles sont généralement préfabriquée en usine dans des moules permettant d'obtenir une bonne régularité de leur qualité et dimension.

Le parement en écailles de béton cruciformes est actuellement utilisé pour la grande majorité des ouvrages. Ce parement offre en particulier de grandes qualités architecturales (animation de l'élément standard: bossages, nervures..). Il permet de plus de réaliser des ouvrages avec des courbures continues en plan, qui s'intègrent généralement mieux dans l'environnement que des ouvrages strictement linéaires. Il assure un bon raccordement avec les autres ouvrages construits en béton puisqu'il y a alors continuité dans le matériau utilisé (*Figure I.12 ; I.13*).

Il existe d'autres types de parements, qui peuvent être utilisés suivant des facteurs esthétiques, économiques, pratiques ... :



- Écailles de béton en T

- Écailles de béton en cruciforme

**Figure I.12 :** Types des parements en béton.



- Treillis métalliques

- Ecailles en bois

*Figure I.13 : Autres types de parement.*

### I.5.2.3 Les renforcements

Les armatures sont généralement réparties dans le massif suivant des emplacements bien étudiés pour résister aux efforts de traction développés. Par conséquent les armatures sont issue des matériaux possédant une bonne résistance à la traction, deux type de renforcement sont généralement utilisés des armatures métallique et des produits géosynthétiques. Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes :

- *Une bonne résistance à la traction, une rupture de type non fragile et présenter peu de fluage ;*
- *Une faible déformabilité aux charges de service (quelques pourcentages) ;*
- *avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai ;*
- *Être suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau « terre armée » et pour permettre une mise en œuvre facile ;*
- *Avoir une bonne durabilité ;*
- *Soient économiques.*

#### *a. Armature métallique*

En premier lieu, les renforcements utilisés en ouvrages du terre armé sont des armatures métalliques, commençant par des armatures d'acier mais le problème de corrosion se pose ce qui va diminuer la durée de vie des ouvrages, on peut éviter ce problème par des aciers inoxydables cependant le coût va être exorbitant. Actuellement l'acier doux galvanisé peut répondre le mieux aux exigences, mais le coût reste comme même élevé comparé aux autres techniques.

### b. Armatures en Géosynthétiques

Vu les problèmes de corrosion des armatures métallique et leurs coûts important, les géotextiles ont été proposés comme une alternatif pour le renforcement des sols. Ils sont utilisés avec succès, depuis des trentaines d'années, en construction de divers ouvrages en terre armée à travers le monde. La fabrication des géosynthétiques en tant qu'éléments de renforcement, sont réalisés selon les dernières techniques disponibles.

#### I.5.3 Mise en œuvre des ouvrages en terre armée

Le processus de mise en œuvre des ouvrages en terre Armée est une opération très simple à réaliser. La simplicité et la rapidité de construction ont été des facteurs très importants pour le développement de la terre armée. Le positionnement des écailles formant le parement, ne nécessite ni échafaudage, ni étaie, la mise en place des nappes d'armatures et du remblai ainsi que le compactage sont réalisés par couches successives comme pour un remblai traditionnel. Les séquences de la mise en œuvre sont comme suit :

##### ❖ Montage d'un niveau d'éléments de parement :

La première rangée d'écailles est mise en place sur un béton de propreté bien nivelé, de façon à obtenir un positionnement initial correct. Cette première rangée d'écailles est directement étayée sur le sol pour éviter tout déplacement pendant le remblaiement (Figure I.14).

Les écailles des rangées supérieures sont mises en place au fur et à mesure de l'avancement du remblai. Leur verticalité est assurée par des cales provisoires en bois et des serre-joints (Figure I.15). Les joints horizontaux sont assurés par des plots en élastomère qui sont placés au moment de la pose (deux par écaille). Les joints verticaux en mousse sont enfoncés dans les feuillures des écailles avant remblaiement.

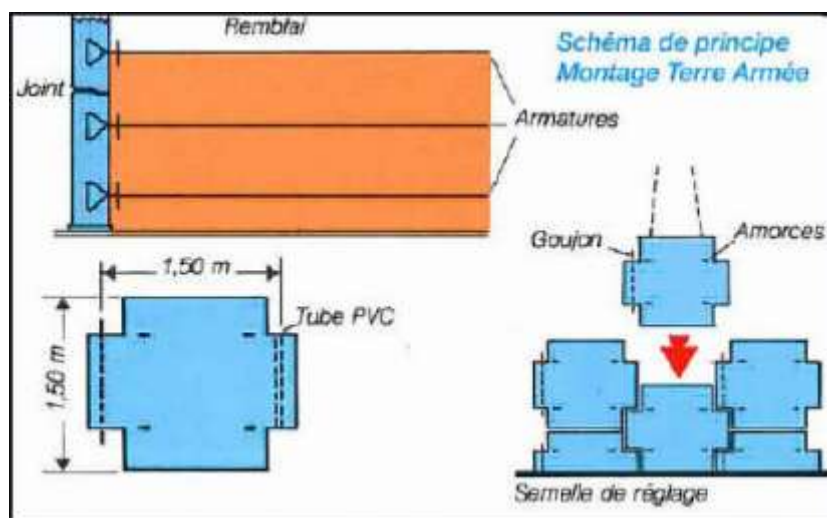


Figure I.14 : Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée





*Figure I.15: Montage d'un parement.*

❖ Remblaiement d'une couche de sol et éventuellement le compactage

Le remblaiement de sol est réalisé avec les engins de terrassement traditionnels, par Couches de 30 à 40 cm d'épaisseur en général, (*Figure I.16*). L'opération de compactage, Qui a pour but d'empêcher des tassements excessifs ultérieurs de remblais. L'épaisseur Des couches est relativement faible donc un compactage suffisant, peut être obtenu pour Les ouvrages de soutènement grâce à la circulation des engins de transport et de Régilage. Cependant, dans les ouvrages supportant des superstructures les remblais Doivent être compactés d'une manière adéquate.



*Figure I.16 : Remblaiement et le compactage d'une couche de sol.*

❖ Pose d'un lit d'armatures et son fixation sur le parement

Les armatures sont placées par lits espacés de différentes distances, tout dépend de la Répartition des efforts de traction. Elles sont posées sur le sol nivelé, et attachées aux écaïlles (*Figure I.17*).

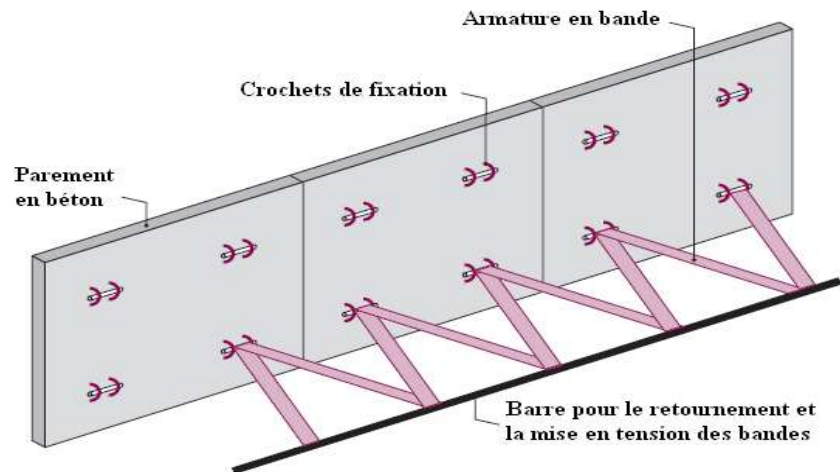


Figure I.17 : Pose et fixation des armatures sur les écailles de parement.

## I.6 Remblais

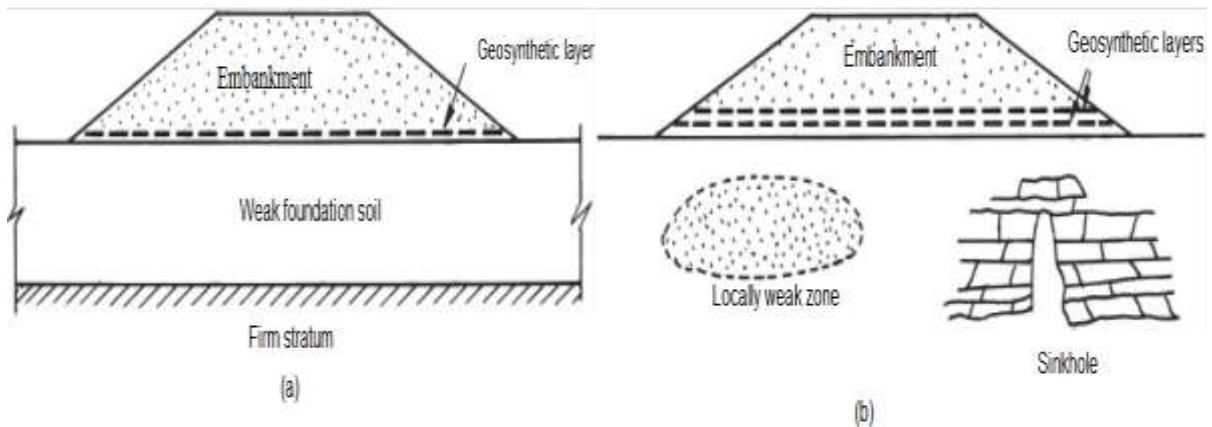
### I.6.1 Description de base

La construction de remblais sur des sols de fondation faibles/mous est une tâche difficile pour les ingénieurs géotechniciens. Dans le mode de construction classique, le sol meuble est remplacé par un sol adapté ou il est amélioré (par préchargement, consolidation dynamique, mélange chaux/ciment ou injection) avant la mise en place du remblai. D'autres options telles que la construction par étapes avec des drains de sable, l'utilisation de bermes stabilisatrices et des fondations sur pieux sont également disponibles pour l'application. Ces options peuvent être long en terme de durée et coûteuses. L'autre option consiste à placer des nappes en géosynthétiques (géotextile, géogrille ou géocomposite) sur le sol de fondation souple et à construire le remblai directement au-dessus (*Figure I.18(a)*). Plus d'une couche géosynthétique peut être nécessaire, si le sol de fondation présente des vides ou des zones faibles de limon, d'argile ou de tourbe (*Figure I.18(b)*). Dans certains cas, la solution la plus efficace et la plus économique peut être une combinaison d'une amélioration conventionnelle du sol avec renforcement par des géosynthétiques.

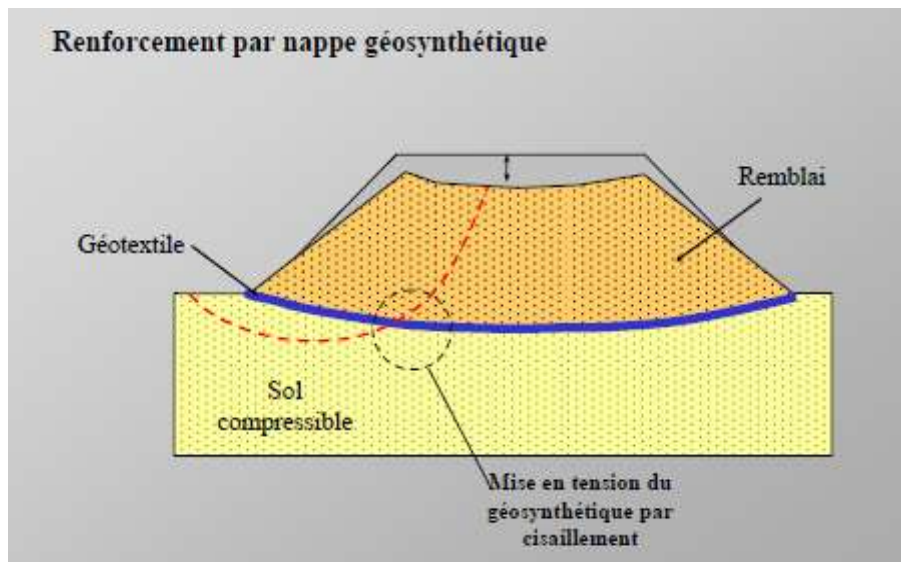
Le géosynthétique comme couche de base dans une fonction de renforcement de remblai :

- Vise généralement une augmentation temporaire du facteur de sécurité du remblai, qui est associée à un rythme de construction plus rapide ou à la stabilisation de pentes plus raides qui ne seraient pas possibles en l'absence de renforcement ;

- Il doit avoir une résistance élevée à la traction, un faible allongement, un faible fluage et une grande durabilité. Les géogrilles ou les géotextiles tissés à haute résistance en polyester sont les géosynthétiques les plus appropriés comme couche géosynthétique basale.



**Figure I.18 :** Remblai sur sols de fondation faibles : (a) remblai sur sol de fondation faible uniforme ;(b) remblais sur sol de fondation localement faible (d'après Bonaparte et Christopher, 1987).



**Figure I.19 :** Renforcement d'un remblai



**Figure 1.20 :** réalisation d'un remblai renforcé :  
(a) phase de réalisation ;(b) forme finale du remblai

## I.7 Fondations peu profondes

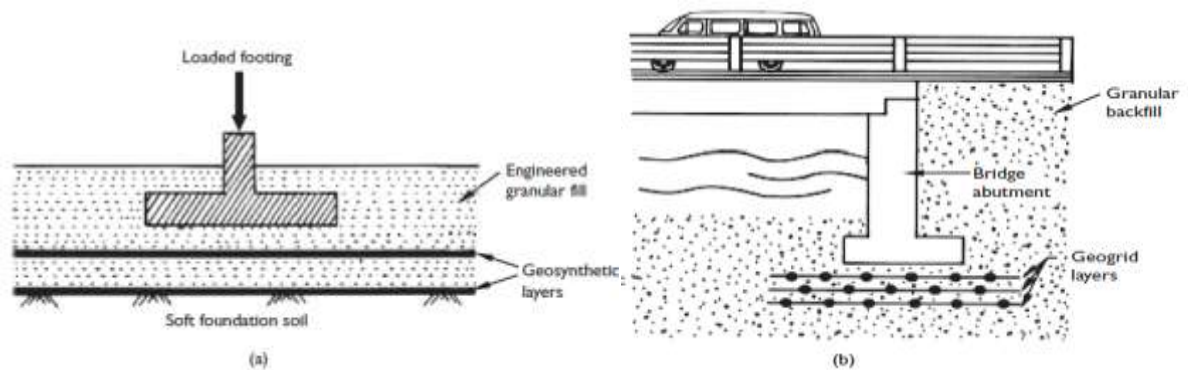
### I.7.1 Description de base

Les sols de fondation renforcés par géosynthétique sont largement employés pour supporter les semelles de nombreuses structures comprenant des entrepôts, des culées de pont, des plates-formes d'industrie d'équipements lourdes, aires de stationnement et des plates-formes de forage pétrolier. Dans une pratique habituelle de la construction, une ou plusieurs nappes de géosynthétiques sont placées à l'intérieur d'un massif de sol granulaire sous les semelles (*Figure 1.21*). Un tel renforcement des sols de fondation améliore la capacité portante et réduit les tassements en répartissant les charges imposées sur une zone plus large de sous-sol. Dans les techniques de construction conventionnelles sans aucune utilisation de l'armature, une épaisseur de couche granulaire est nécessaire, ce qui peut être coûteux ou impossible, en particulier dans les sites de disponibilité limitée de matériaux granulaires de

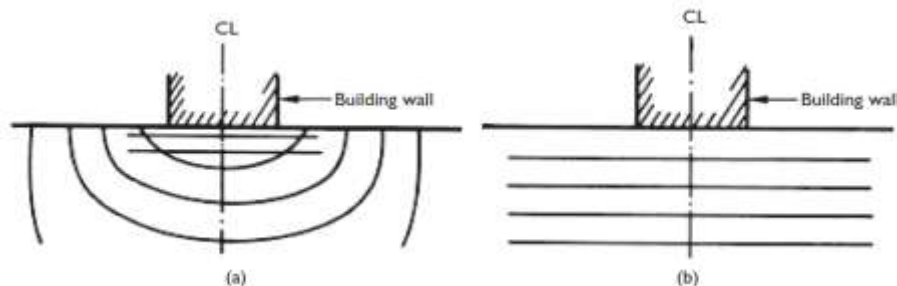
bonne qualité. Les géosynthétiques, en conjonction avec les sols de fondation, peuvent remplir les deux fonctions de renforcement et de séparation.

Les géosynthétiques (en particulier les géotextiles, mais peut-être aussi les géogrilles) améliorent également les performances du système de sol renforcé en agissant comme un séparateur entre le sol de fondation mou et le remblai granulaire. Dans de nombreuses situations, la séparation peut être une fonction importante par rapport à la fonction de renforcement. En général, le système sol-géosynthétique forme un matériau composite qui inhibe le développement du coin de rupture du sol sous les semelles peu profondes.

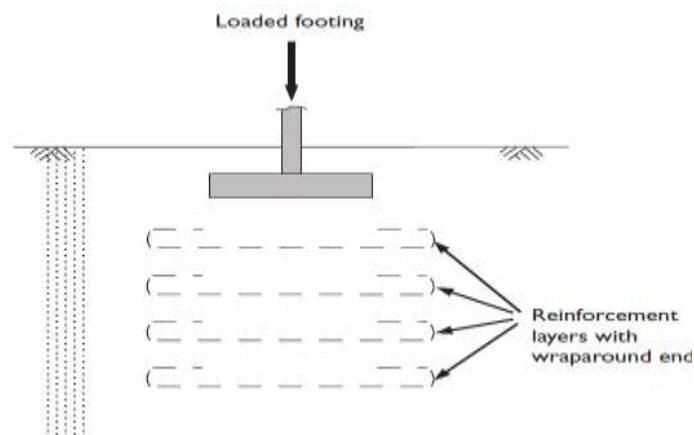
Le modèle de renforcement optimale par des nappes de géosynthétiques, est de les placées horizontalement sous la semelle, qui devient progressivement plus raide plus loin de la semelle (*Figure I.22-a*). Cela signifie que le renforcement doit être placée dans le sens de contraint principale majeure. Cependant, pour des raisons de simplicité pratique, les feuilles géosynthétiques sont souvent posées horizontalement (*Figure I.22-b*).



**Figure I.21** : Sols de fondation renforcés supportant les semelles des ouvrages :  
(a) semelle chargée ; (b) culée de pont.



**Figure I.22** : Disposition des couches de renforcement sous une semelle :  
(a) disposition idéale (après Basset et Last, 1978) ; (b) disposition pratique.



**Figure I.23 :** Une semelle chargée reposant sur un remblai granulaire renforcé par géosynthétique avec des couches de renforcement ayant des extrémités enveloppantes.

## I.8 Les pentes

### I.8.1 Description de base

Les pentes peuvent être naturelles ou artificielles (pentes en déblai ou pentes en remblai). Plusieurs facteurs naturels et d'origine humaine, qui ont été identifiés comme les causes de l'instabilité des pentes, sont bien connues. Nombreux problèmes de stabilité des talus naturelles sont radicalement différents de ceux des pentes artificielles, principalement en termes de nature des matériaux du sol impliqués, les conditions environnementales, la localisation de la nappe des eaux souterraines et l'historique des contraintes. Dans les pentes artificielles, il existe également des différences essentielles entre déblais et remblais. Ces dernières sont des structures qui sont construites avec des matériaux relativement bien maîtrisés. Dans les déblais, cependant, cette possibilité n'existe pas. Les ruptures de pentes, appelées glissements de terrain, représentent des risques majeurs aux biens et vies, et créent des inconvénients sous plusieurs formes pour nos activités normales (*Figure I.24*). Plusieurs méthodes de stabilisation des pentes sont disponibles pour conforter les pentes instables.

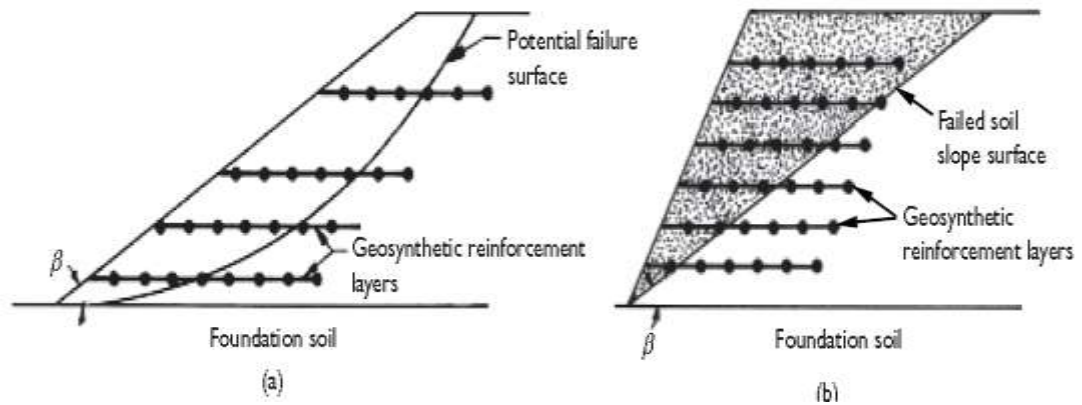
Les méthodes de stabilisation des pentes réduisent généralement les forces motrices, augmentent les forces résistantes, ou affectant les deux en même temps. Ces dernières années, les sols en pentes renforcé par géosynthétique ont fourni des solutions innovantes et rentables aux problèmes de stabilisation des pentes, en particulier après une rupture de pente ou si une pente non renforcée plus raide que sûre est souhaitable.

Les pentes renforcées sont essentiellement des remblais compactés qui incorporent les bandes de renforcement en géosynthétiques disposées dans des plans horizontaux. L'armature de traction maintient la masse de sol ensemble et empêchant le cisaillement le long du plan de rupture critique pour assurer la stabilité de la pente.



**Figure I.24 :** Un important glissement de terrain qui gêne la circulation sur la RN 26 A (Bejaïa)

Pour être efficace, Les renforcements travaillant en traction doit être placée dans le sens des efforts normaux, idéalement dans le sens et le long de la ligne d'action de la contrainte principale majeure. La figure I.25-a montre la disposition idéale des armatures.



**Figure I.25 :** Rôle du renforcement dans les talus : (a) augmenter le facteur de sécurité ; (b) stabiliser la partie inclinée de la pente (d'après Simac, 1992).

## **I.9 Conclusion**

D'un point de vue pratique, nous pouvons conclure que l'invention de la terre armée a permis un développement important relatif à la construction des ouvrages dans le domaine de la géotechnique. En effet c'est une procédure simples, économiques, facile et rapide de mise en ouvre. L'introduction des produits géosynthétiques comme renforcement du sol et l'utilisation des parements préfabriqués en béton armé a contribue d'une manière significative à la diffusion du concept de terre armé à travers le monde.

Les ouvrages en sol renforcé par géosynthétiques sont des structures composites complexes dont le comportement global est tributaire à des mécanismes d'interaction qui se développent au sein du matériau granulaire et aux interfaces sol/renforcement. La connaissance des paramètres d'interaction sol-géosynthétique est un facteur important dans la conception et la stabilité de ces ouvrages.



---

*CHAPITRE II :*  
*NOTIONS SUR LES MATÉRIAUX*  
*GÉOSYNTHÉTIQUES*

---

## II.1 Introduction

Les géosynthétiques sont des matériaux d'origine polymères, qui sont utilisés dans les différents ouvrages de Génie Civil, pour améliorer leurs propriétés mécaniques et / ou hydrauliques. Les applications des géosynthétiques sont étroitement liées aux domaines de la géotechnique, de transport et de l'environnement.

Le terme «*géosynthétiques*» comporte deux parties ; le préfixe «*géo*», faisant référence à une utilisation finale associée à l'amélioration des performances des ouvrages impliquant terre / roche, et le suffixe «*synthétiques*», faisant référence au fait que les matériaux proviennent presque exclusivement de produits fabriqués.

Un géosynthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique. Les matériaux utilisés dans la confection des géosynthétiques sont principalement des polymères synthétiques (*polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène*) généralement dérivés des pétroles bruts, bien que d'autres matériaux.

Au cours des cinq dernières décennies, les ingénieurs civils ont manifesté un intérêt croissant pour les géosynthétiques et leurs applications sur le terrain, étant donné que l'utilisation de ces produits offre des solutions alternatives à de nombreux problèmes, techniquement efficaces, rentables, et aide à la protection de l'environnement. De plus, les géosynthétiques ont été ajoutés à la liste des matériaux de construction traditionnels, dans les normes et codes de pratique appropriés à travers le monde.

## II.2 Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont aujourd'hui disponibles dans de nombreuses variétés sur le marché sous différents noms commerciaux. Ils sont classifiés soit selon le mode de fabrication et leur utilisation, soit selon leurs formes géométriques.

### II.2.1 Classification selon le mode de fabrication et leur utilisation

#### a) *Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles*

Ce sont des produits perméables aux fluides comme géotextiles, géogrilles, géomats, geospaceurs, géoconteneurs, certains géocomposites ;

#### b) *Géomembranes et produits apparentés*

Ces types de produits sont essentiellement imperméables aux fluides on trouve les géomembranes, les géocomposites bentonitiques.

## II.2.2 Classification selon leur géométrie

### a) Structures Unidimensionnelles (linéaires)

Ils sont des inclusions linéaires et souples travaillent essentiellement en traction ou en compression. Ceux qui sont plus rigides en flexion peuvent en outre travailler également en cisaillement et en flexion suivant leur orientation dans l'ouvrage. Ils se présentent sous forme de fils ou de tube.

### b) Structures Bidimensionnelles

Les inclusions bidimensionnelles ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. On trouve principalement des géotextiles et des géogrilles. En outre, elles travaillent le plus souvent en traction.

### c) Structures Tridimensionnelles

On classe, dans la catégorie des renforcements tridimensionnels, les techniques qui associent au sol des éléments de renforcement de très petites tailles par rapport à l'ouvrage. Deux types de structures tridimensionnelles existent actuellement, les structures alvéolaires et les structures sous forme de grilles triangulaires.

## II.3 Procédés de fabrication des géosynthétiques

Les géotextiles sont fabriqués de différentes façons, en une partie en utilisant les procédés textiles traditionnels et en autre partie en utilisant des procédés qui ne sont pas communément reconnus comme procédés textiles. Le procédé de fabrication d'un géotextile comprend essentiellement deux étapes (Giroud et Carroll, 1983) :

- La première étape consiste à fabriquer des éléments linéaires tels que des fibres ou des fils à partir des granulés de polymère, sous l'action de la chaleur et de la pression ;
- La deuxième étape consiste à combiner ces éléments linéaires pour créer une structure plane généralement appelée tissu.

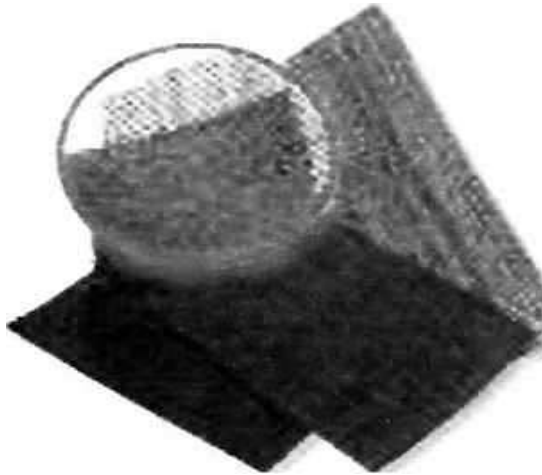
Les éléments de base d'un géotextile sont les fibres. Il existe principalement quatre types de fibres synthétiques : les filaments ; les fibres discontinues ; les films refendus ; et des brins comportent un faisceau de fibres. Un fil consiste en un certain nombre de fibres provenant du composé polymère particulier sélectionné. Plusieurs types de fils sont utilisés pour former des géotextiles tissés : *fil monofilament*, *fil multifilament*, *fil filé*, *fil de film refendu*, et *du fil fibrillé*.

### II.3.1 Géotextiles tissés

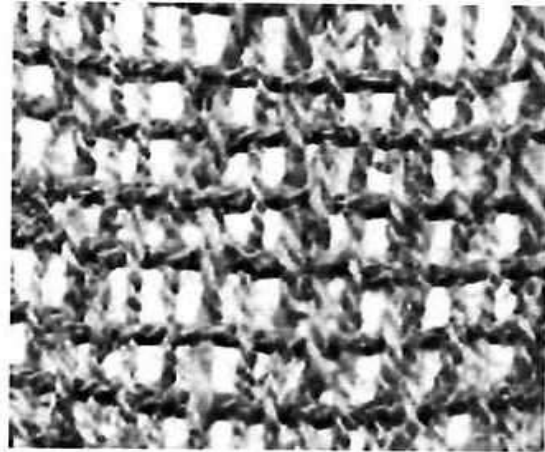
Ils sont fabriqués à partir de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandelettes ou d'autres composants, par un procédé de tissage conventionnel avec une structure textile régulière habituellement à angle droit. Les bandelettes sont de plus en plus utilisées pour la fabrication des tissés, en combinaison avec des monofilaments et multifilaments. Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une distribution régulière des pores efficace sur le plan de drainage des fluides (*Figure II.1*).

### II.3.2 Géotextile tricoté

Un tricoté est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles aux géométries désirées formant de mailles successives disposées en colonnes et en rangées, ils sont très déformables, (*Figure II.2*).



*Figure II. 1: Exemple de géotextile tissé*



*Figure II.2: Exemple de géotextile tricoté*

### II.3.3 Géotextile non tissé

Ils sont fabriqués à partir de fibres ou de fils orientés suivant certaines directions ou de façon aléatoire (*Figure II.3*), dans une bande lâche liés entre eux par trois techniques :

- ✓ **L'aiguilletage** est un procédé de liaison purement mécanique. Les aiguilles enchevêtrent les fibres qu'elles rencontrent, ce qui donne à la nappe une cohésion importante ;
- ✓ **Le thermo-soudage** consiste à comprimer à chaud la nappe de fibres en la faisant passer entre deux rouleaux ;
- ✓ **La liaison chimique** qui consiste à imprégner la nappe de fibre d'un liant est actuellement peu utilisée en raison de son coût ;
- ✓ **Combinaison de techniques.** Parfois, une combinaison des différentes techniques de collage est utilisée pour faciliter la fabrication ou d'obtenir des propriétés désirées.



Figure II.3: Exemple de géotextile non tissé

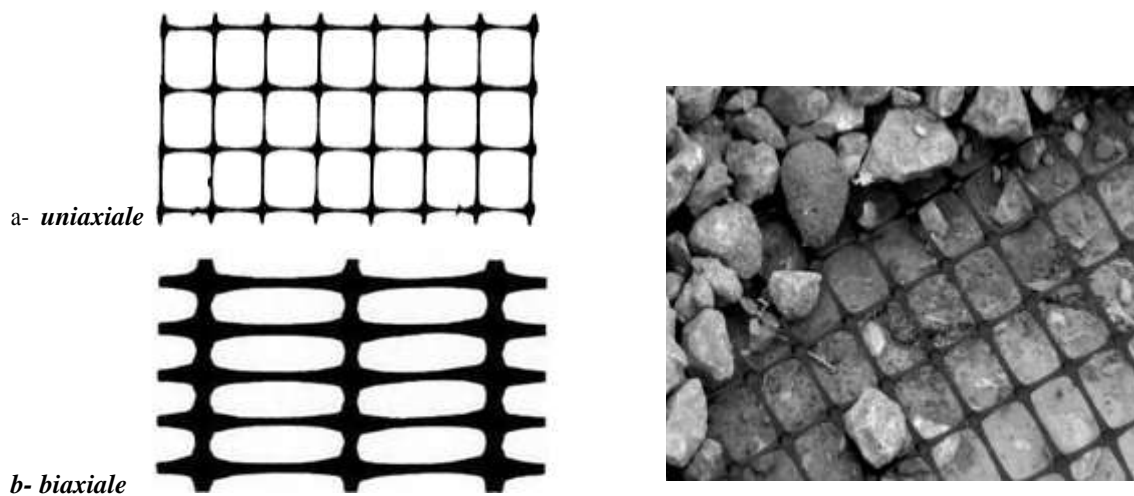
### II.3.4 Produits apparentés

Ils existent plusieurs produits apparentés au géosynthétiques tous dépend de la nature de fibres, mode de fabrication et nature de liaison, et forme des éléments.

- **Une géogrille**

C'est une structure plane, à base polymère, constituée par un réseau ouvert d'éléments résistants à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants (Figure II.4). Elles sont utilisées en contact avec le sol pour renforcer les fondations, remblais, les chaussées... etc. Il y a deux types de géogrille :

- **Géogrille uniaxiale** : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.
- **Géogrille biaxiale** : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.



c- géogrille uniaxiale phase de remblaiement.

Figure II.4: Géogrilles uniaxiale et biaxiale

- **Un géofilet**

Dans le cas d'un géofilet le liage est constitué par des nœuds, les filets sont toujours souples, alors que les grilles sont généralement rigides.

- **Tissé de bandelette**

C'est une sorte de tissu résultant de l'entrecroisement de bandelettes. Ces produits sont surtout employés comme renforcement et protection contre l'érosion (*Figure II.5*).



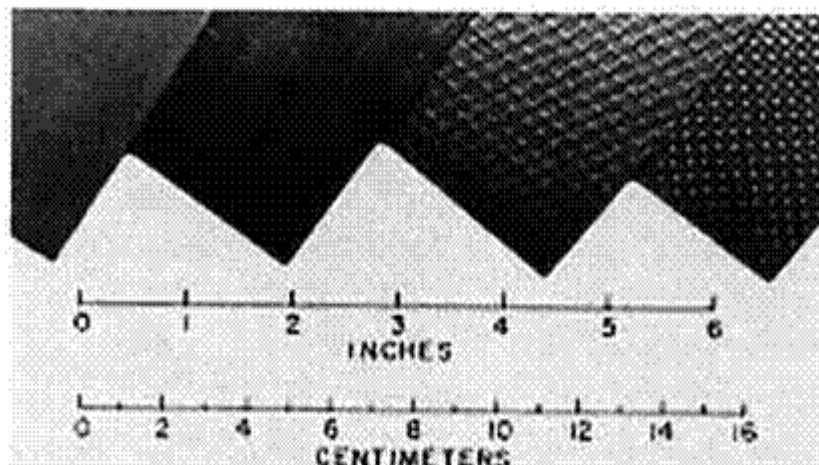
*Figure II.5: Un tissé de bandelettes*

- **Mattes**

Elles sont constituées de fils relativement rigides, liées thermiquement à leurs intersections, créant des structures (tridimensionnelles) très ouvertes.

- **Géomembranes**

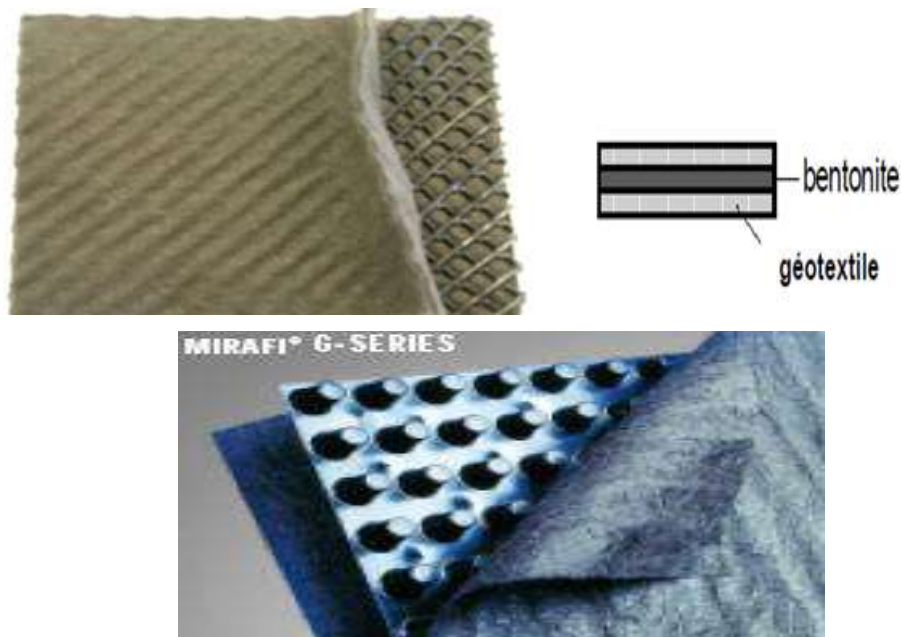
Ce sont des feuilles, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques colmatés avec de produits bitumineux ou bentonite, utilisées comme barrière étanche aux eaux contaminées (cas des barrières ouvragés). La principale application des géomembranes est pour la protection de l'environnement (*Figure II.6*).



*Figure II.6: Géomembranes.*

### • Les Géocomposites

Il s'agit d'un terme appliqué aux produits qui sont assemblés ou fabriqués sous forme stratifiée ou composite à partir de deux matériaux ou plus, dont au moins un est de type géosynthétique (*géotextile, géogrille, géofilet, géomembrane ou tout autre type*), qui, en combinaison, remplissent d'une manière efficace des fonctions spécifiques. Par exemple les géosynthétiques bentonitiques (**GSB**) sont des géocomposite préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre deux bandes de géotextile ou collée à une couche unique de géotextile (*Figure II.7*). Lorsqu'ils sont hydratés la bentonite se gonfle, obture les mailles, et le géocomposite devient efficace comme barrière étanche aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans l'imperméabilisation des sites de décharges SET, (Site d'Enfouissement Technique), souvent en association avec une géomembranes.



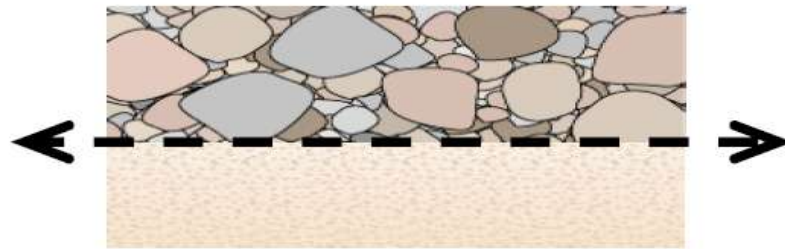
*Figure II.7:* Géosynthétiques bentonitiques

## II.4 Fonctions des géosynthétiques

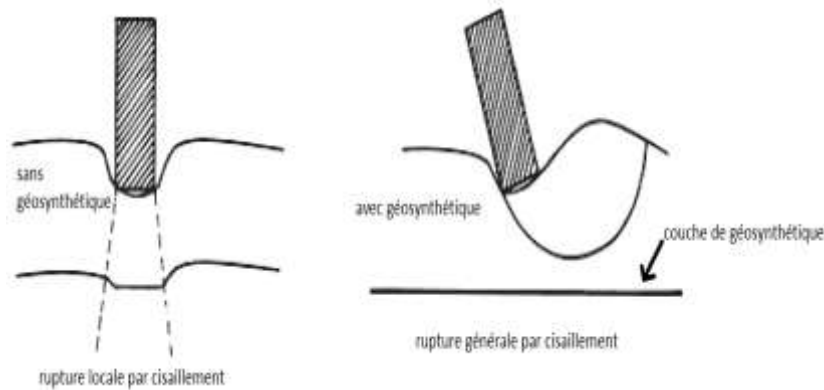
Les géosynthétiques ont une large gamme d'application dans le domaine de génie civil. Ils remplissent toujours une ou plusieurs fonctions de base suivantes, lorsqu'ils sont utilisés en contact avec sol ; la roche et le /ou tout autre matériau: Renforcement ; Séparation ; Filtration ; Drainage ; Barrière fluide ; Protection ; Anti-érosion.

### II.4.1 Renforcement

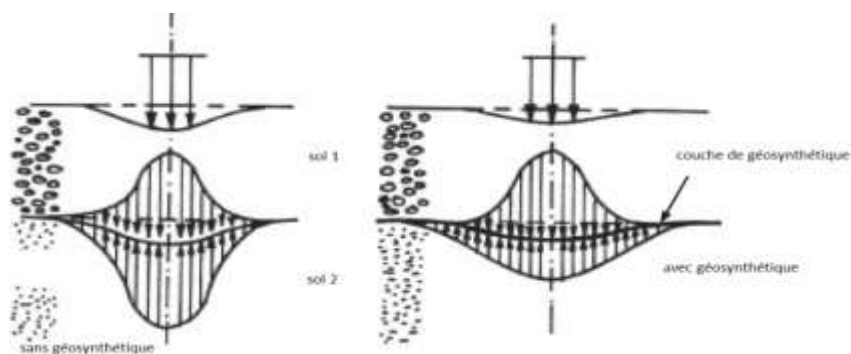
Un géosynthétique remplit la fonction de renforcement par amélioration des propriétés mécaniques d'un massif de sol du fait de son inclusion. Lorsque le sol et le renforcement géosynthétique sont combinés, un matériau composite est produit, le «*sol renforcé*», possédant des résistances élevées à la traction et à la compression (*similaire, en principe, au béton armé*). En effet, tout géosynthétique appliqué en renfort a pour tâche principale de résister aux contraintes appliquées et/ou d'empêcher des déformations excessives des structures géotechniques. Dans ce processus, le géosynthétique agit comme un élément tendu couplé au matériau *sol/remblai* par frottement, adhérence, emboîtement et/ou confinement et maintient ainsi la stabilité du massif de sol.



(a) Renforcement de couche de sol

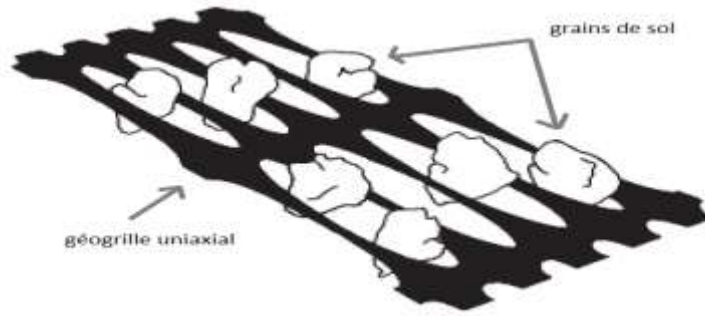


(b) Effet des renforcements sur le mode de rupture à travers réduction de la contrainte de cisaillement



(c) Redistribution de la charge de surface appliquée (effet de confinement);





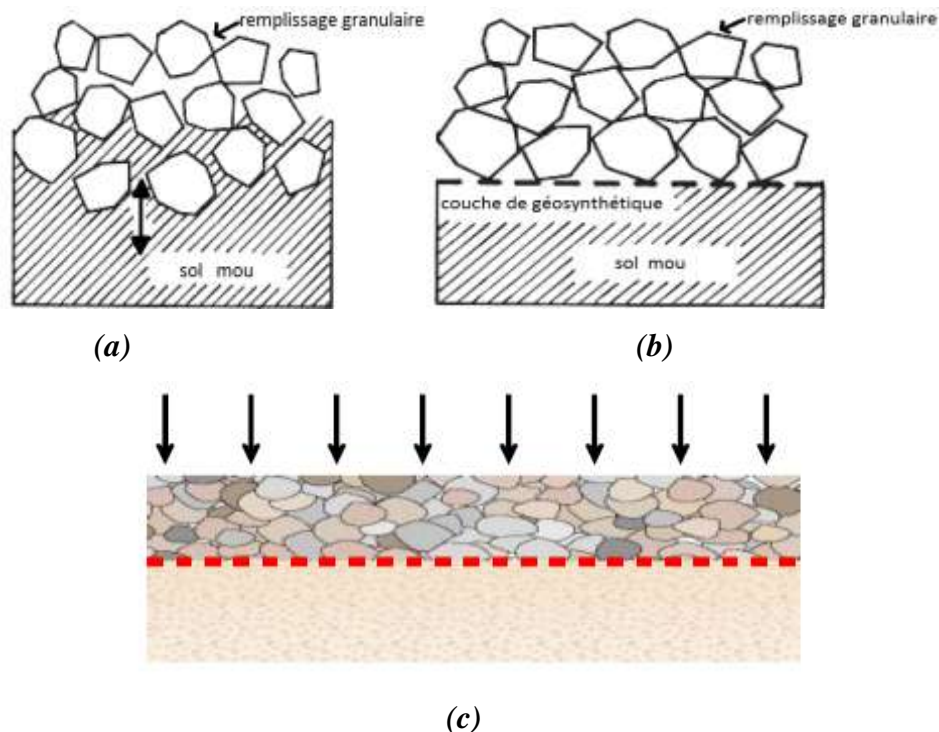
(d) Générant une résistance passive par emboîtement des particules de sol

**Figure II.8** Rôles du renforcement des géosynthétiques

#### II.4.2 Séparation

Si le géosynthétique doit empêcher le mélange des sols différents adjacents et/ou de matériaux de remblai pendant la construction et sur une durée de vie projetée de l'application considérée, on dit qu'il remplit une fonction de séparation.

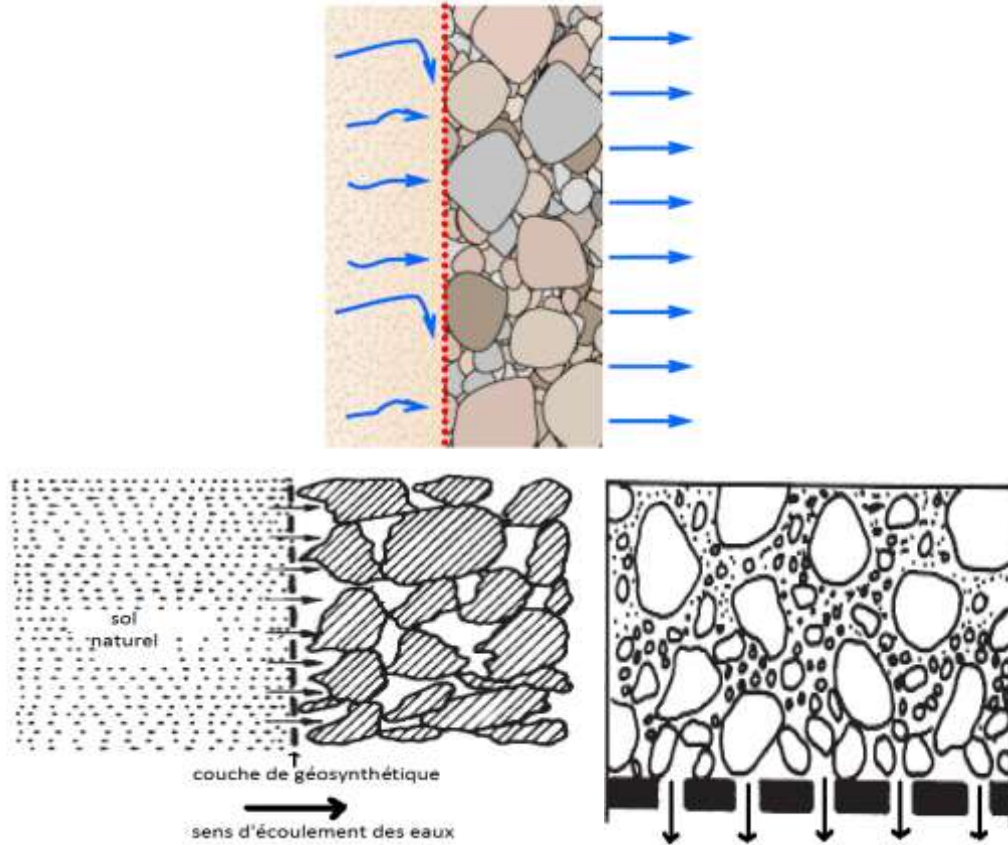
Cette fonction peut être observée si une nappe de géotextile empêche la migration des fines de sol dans la couche de fondation/couche de base granulaire et/ou pour éviter l'intrusion de particules granulaires dans le sol de fondation, en particulier lors de la construction des chaussées et les voies ferrées ou pendant la réalisation des remblais.



**Figure II.9** Mécanisme de base impliqué dans la fonction de séparation :  
 (a) Remblai granulaire - système de sol meuble sans séparateur géosynthétique ;  
 (b) Remblai granulaire - système de sol mou avec le séparateur géosynthétique ;  
 (c) Séparation de deux matériaux.

### II-4-3 Filtration

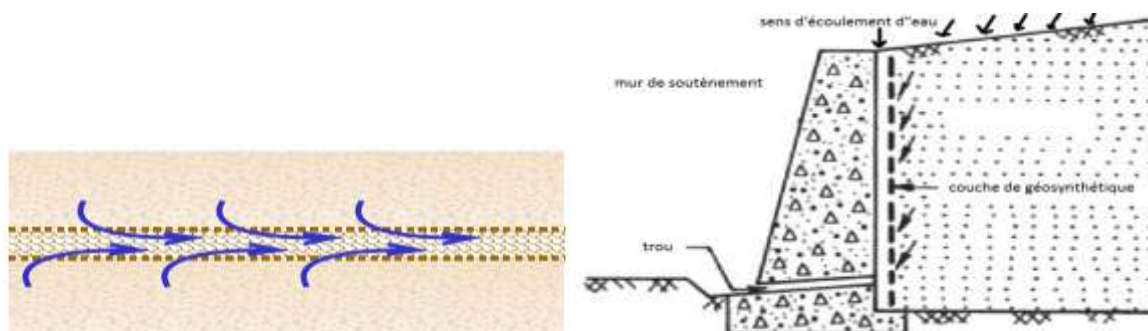
Retenant du sol ou d'autres particules fins soumis à des forces hydrodynamiques tout en permettant l'écoulement de fluides à travers ou dans un géotextile ou un produit apparenté aux géotextiles.



*Figure II.10 Mécanisme de base impliqué dans la fonction de filtration.*

### II.4.4 Drainage

Si un géosynthétique permet un écoulement de fluide adéquat avec une migration limitée des particules de sol depuis la masse de sol environnante vers diverses sorties sur une durée de vie projetée, on dit qu'il remplit la fonction de drainage (c'est-à-dire de transmission de fluide).



*Figure II.11 Mécanisme de base impliqué dans la fonction de drainage.*

### II.4.5 Étanchéité

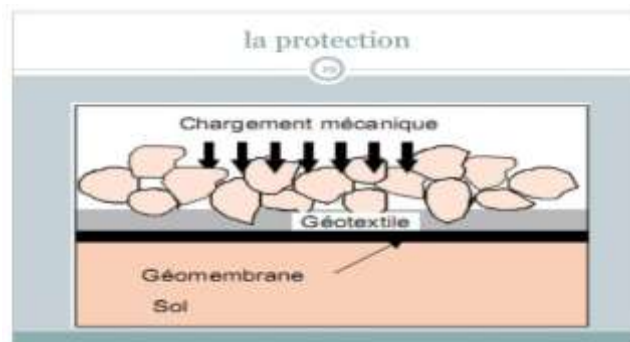
Un géosynthétique remplit la fonction de barrière étanche aux fluides s'il agit comme une membrane presque imperméable pour empêcher l'infiltration de liquides ou de gaz.



*Figure II.12 : Utilisation : géomembranes pour étanchéité*

### II.4.6 Protection

Un géosynthétique, placé entre deux matériaux, remplit la fonction de protection lorsqu'il réduit ou répartit les contraintes et les déformations transmises au matériau à protéger contre tout dommage (*Figure II.13*). Dans certaines applications, une couche géosynthétique est nécessaire comme couche localisée.



*Figure II.13 : Rôle de protection d'un géotextile d'une décharge de protection*

**II.4.7 Anti-érosion**

Utilisation d'un géotextile ou d'un produit apparenté, afin d'éviter ou de limiter les mouvements du sol et la perte des particules à la surface, par exemple, d'une pente sous l'action des eaux ou du vent.

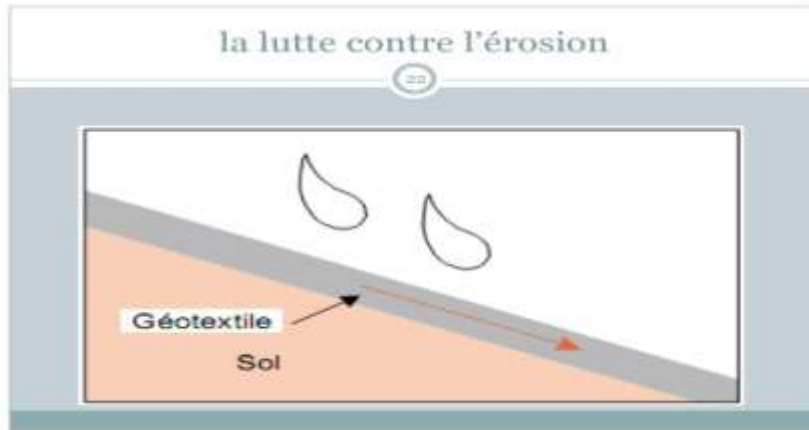


Figure II.14 : Utilisation de géotextile contre l'érosion.

Tableau II.1 fonction de quelques types des géosynthétiques

Fonction à effectuer par le géosynthétique	géosynthétique qui peut être utilisé	
séparation	Primaire	GTX, GCP, GFM
	secondaire	GTX, GGR, GNT, GMB, GCP, GFM
renforcement	Primaire	GTX, GGR, GCP
	secondaire	GTX, GCP
filtration	Primaire	GTX, GCP
	secondaire	GTX, GCP
drainage	Primaire	GTX, GNT, GCP, GPP
	secondaire	GTX, GCP, GFM
étanchéité	Primaire	GMB, GCP
	secondaire	GCP
protection	Primaire	GTX, GCP
	secondaire	GTX, GCP

**Notes:**

- GTX = Geotextile,
- GNT = Geonet,
- GFM = Geofoam,
- GGR = Geogrid,
- GMB = Geomembrane,
- GPP = Geopipe,
- GCP = Geocomposite

## II.5 Propriétés, applications et disposition constructive

L'évaluation des propriétés d'un géosynthétique est importante pour s'assurer qu'il remplira adéquatement la fonction prévue lorsqu'il est utilisé dans un projet en tant que partie intégrante. Toutes les propriétés d'un géosynthétique peuvent ne pas être intéressantes pour chaque application. Les propriétés et caractéristiques requises des géosynthétiques dépendent de leur objectif et de la fonction souhaitée dans une application donnée.

### II.5.1 Propriétés physiques

Les propriétés physiques des géosynthétiques qui présentent un intérêt primordial sont le poids spécifique (la densité), la masse unitaire (poids), l'épaisseur et la rigidité. Ils sont tous considérés comme des propriétés d'indice des géosynthétiques. Les propriétés physiques des géosynthétiques dépendent davantage de la température et de l'humidité que celles des sols et des roches. Afin d'obtenir des résultats cohérents en laboratoire, un bon contrôle environnemental pendant le test est donc nécessaire.

#### *a. Poids spécifique*

Le poids ou densité d'un polymère, à partir duquel le géosynthétique est fabriqué, est exprimée comme un rapport de son poids volumique unitaire (sans aucun vide) à celui de l'eau pure à 4°C. La densité est largement utilisée pour l'identification et le contrôle de la qualité des géomembranes. Les valeurs typiques de différents matériaux polymères couramment utilisés sont données dans le tableau (II.2).

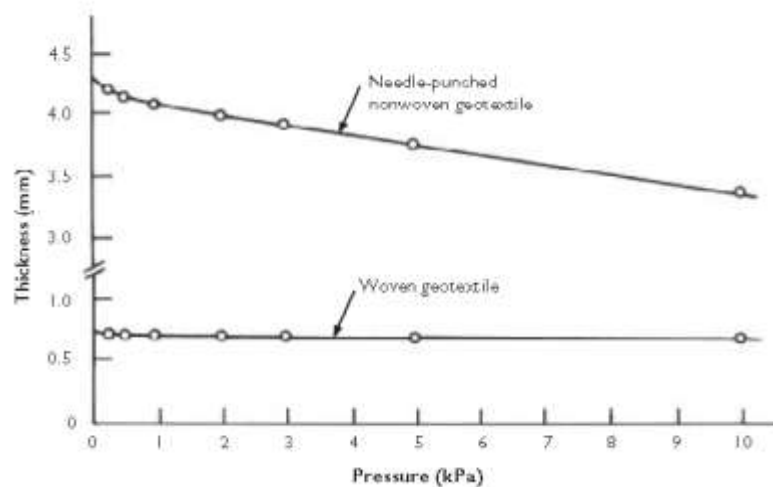
#### *b. Masse unitaire*

La masse unitaire (ou poids) d'un géosynthétique est mesurée en termes de masse (ou poids) par unité de surface en raison des variations d'épaisseur sous des contraintes de compression appliquées. Il est généralement exprimé en unités de gramme par mètre carré ( $\text{g/m}^2$ ).

La masse (poids) par unité de surface, avec la connaissance de la structure du géosynthétique, peut être un bon indicateur du coût et de plusieurs autres propriétés, telles que les résistances à la traction, à la déchirure, et à la perforation. Pour les géosynthétiques couramment utilisés, la masse par unité de surface varie en ordre de grandeur de généralement  $100 \text{ g/m}^2$  à  $1000 \text{ g/m}^2$  (Figure II.19).

### c. Épaisseur

L'épaisseur d'un géosynthétique est la distance entre ses faces supérieure et inférieure, mesurée perpendiculairement aux surfaces à une contrainte de compression normale spécifiée, généralement 2,0 KPa pour les géotextiles et 20 KPa pour les géogrilles et les géomembranes, appliquée pendant cinq secondes (figure II.15). L'épaisseur est l'une des propriétés physiques de base utilisées pour contrôler la qualité des géosynthétiques. L'épaisseur est nécessaire dans le calcul de certains paramètres géosynthétiques tels que la résistance, la permittivité et la transmissivité.



**Figure II.15** Variation de l'épaisseur des géotextiles avec la pression normale appliquée (d'après Shamsher, 1992).

### d. Rigidité

La rigidité (également connue sous le nom de rigidité à la flexion) d'un géosynthétique est sa capacité à résister la flexion sous son poids propre. Elle se mesure par sa capacité à former une poutre en porte-à-faux sans dépasser une certaine déflexion vers le bas sous son poids propre.

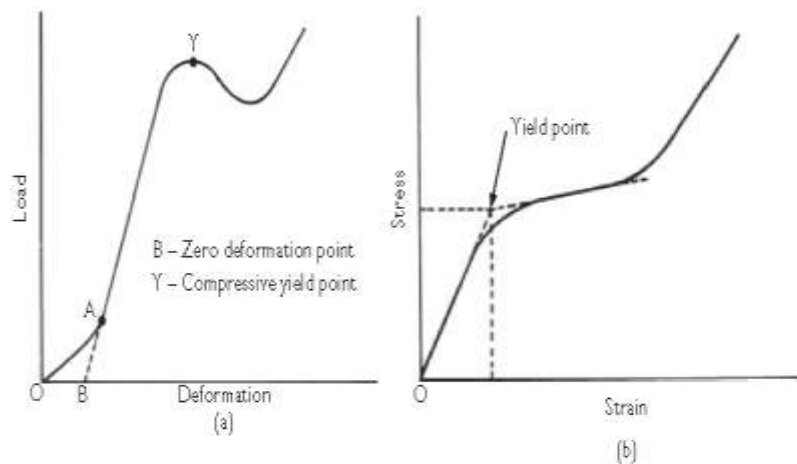
La rigidité d'un géosynthétique indique la possibilité de fournir une surface de travail appropriée pour l'installation. La capacité de survie (également connue sous le nom de maniabilité ou de constructibilité) d'un géosynthétique, définie comme sa capacité à supporter le personnel de travail dans un état non couvert et l'équipement de construction pendant les premières étapes de la mise en place du remblai de couverture, dépend de la rigidité du géosynthétique ainsi que d'autres facteurs.

## II.5.2 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques sont très importantes dans les applications où un géosynthétique doit jouer un rôle structurel sous les charges appliquées, ou lorsqu'il est nécessaire de survivre aux dommages d'installation et aux contraintes localisées. Il existe plusieurs propriétés mécaniques, mais seules certaines d'entre elles sont importantes dans le cas d'un géosynthétique particulier.

### a. Compressibilité

La compressibilité d'un géosynthétique est mesurée par la diminution de son épaisseur à l'augmentation de la pression normale appliquée. Cette propriété mécanique est très importante pour les géotextiles non tissés, car ils sont souvent utilisés pour véhiculer du liquide dans le plan de leur structure. La *figure (II.15)* montre les changements d'épaisseur sous la pression appliquée pour des géotextiles typiques non tissés, aiguilletés et tissés. Pour la plupart des géotextiles, à l'exception des géotextiles non tissés aiguilletés, la compressibilité est relativement très faible.



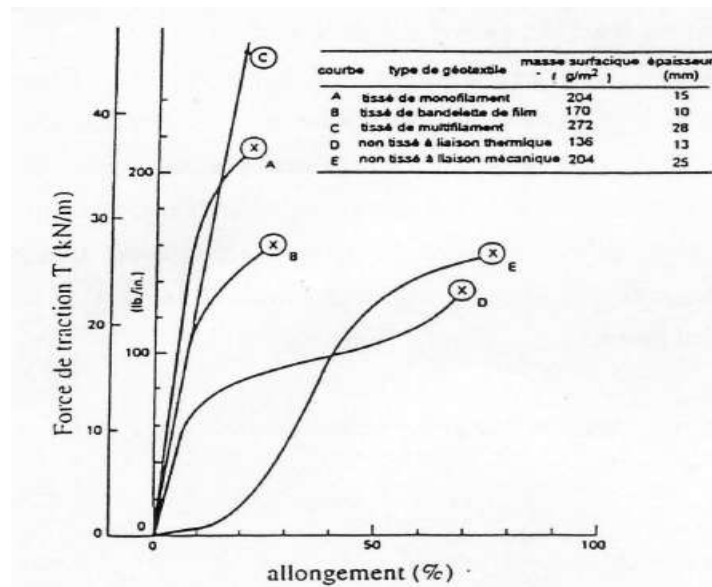
**Figure II.16** Comportement en compression des géosynthétiques : (a) courbe charge-déformation typique ; et (b) courbe contrainte-déformation typique.

### b. Résistance à la traction

La détermination des propriétés de traction, comme la résistance et le module de traction, des géosynthétiques est primordiale, en particulier lorsqu'ils doivent résister aux contraintes transmises par le sol dans les ouvrages, telles que remblais sur des fondations souples, les murs de soutènement et les pentes.

→ **La résistance à la traction** d'un géosynthétique est sa résistance maximale à la déformation développée lorsqu'il est soumis à une tension par une force extérieure. En raison de la géométrie spécifique et de la section transversale

irrégulière qui ne peuvent pas être facilement définies, la résistance à la traction d'un géosynthétique ne peut pas être exprimée d'une façon traditionnelle en termes de contraintes-déformation mais en fonction de charge-allongement. Cette résistance correspond la charge maximale pouvant être appliquée par unité de longueur le long du bord du géosynthétique dans son plan.



Les différentes structures géotextiles et produits apparentés ont des comportements différents.

Figure II.17 : Résistance à la traction de différents types de Géosynthétiques

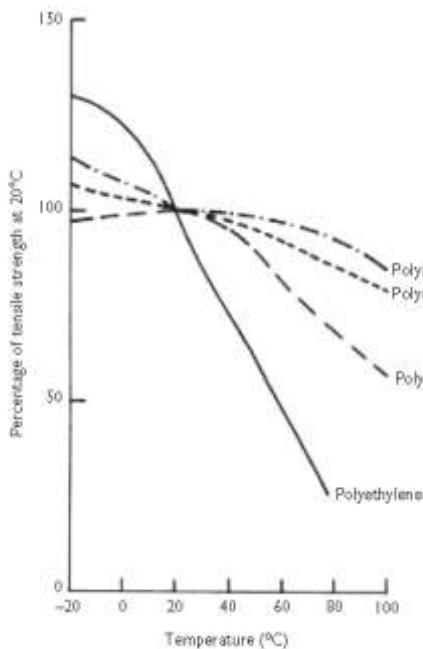


Figure II.18 Influence de la température sur la résistance à la traction de certains polymères (d'après Van Santvoort, 1995).

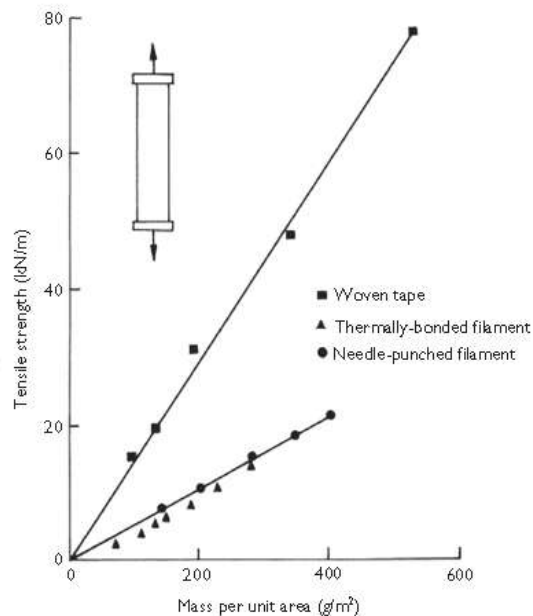
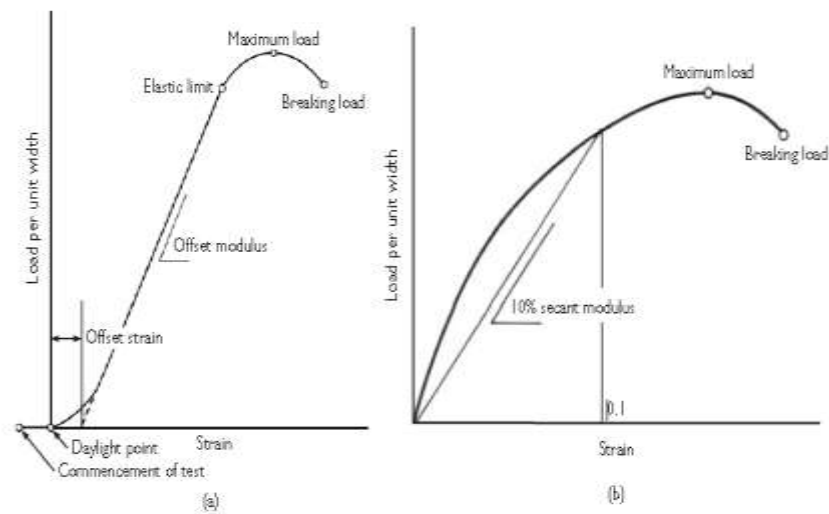


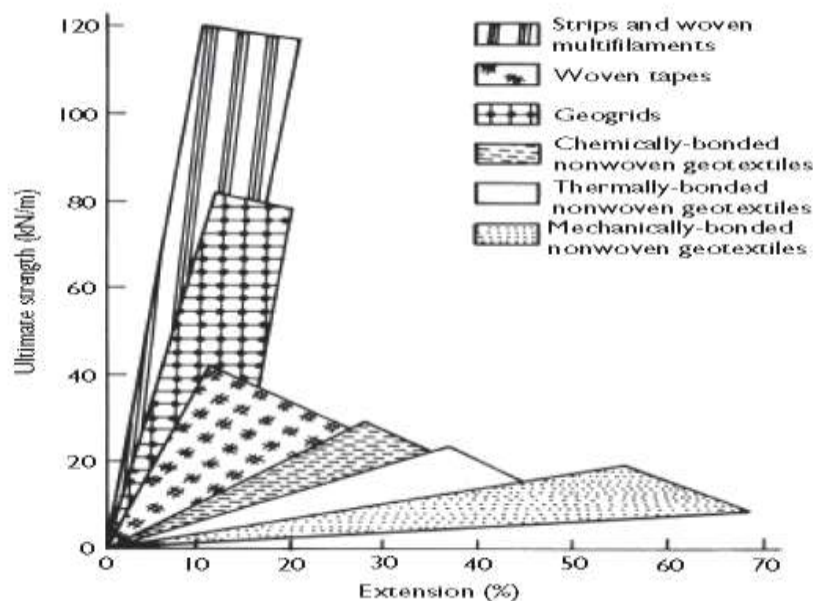
Figure II.19 Variation de la résistance à la traction avec la masse par unité de surface pour les géotextiles PP (d'après Ingold et Miller, 1988)



→ **Le module de traction** d'un géosynthétique est la pente de sa courbe contrainte-déformation ou charge-déformation, telle que déterminée à partir de l'essai de traction sur une bande. Il s'agit essentiellement d'un rapport entre l'incrément de force de traction par unité de largeur du géosynthétique et un changement de déformation correspondant, et équivaut au module de Young pour d'autres matériaux de construction. Le module doit être pris en compte dans les conceptions, car les géosynthétiques doivent résister aux contraintes de traction sous des déformations compatibles avec celles admissibles pour le sol.



**Figure II.20** Courbes charge-déformation pour les géotextiles présentant :  
(a) un comportement linéaire ; (b) comportement non linéaire



**Figure II.21** Propriétés de résistance typiques de certains géosynthétiques (d'après John, 1987).

**Tableau II.2** Propriétés typiques des polymères utilisés pour la fabrication des géosynthétiques.

Polymères	la gravité Spécifique	Température de Fusion (°C)	Résistance à la Traction à 20 °C (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Déformation à la rupture (%)
PP (Polypropylène)	0.90–0.91	160–165	400–600	1.3–1.8	10–40
PET (Polyester)	1.22–1.38	260	800–1200	12–18	8–15
PE (Polyéthylène)	0.91–0.96	100–135	80–600	0.2–1.4	10–80
PVC(Polyvinylchloride)	1.38–1.55	160	20–50	2.7–3	50–150
PA (Polyamides)	1.05–1.15	220–250	700–900	3–4	15–30

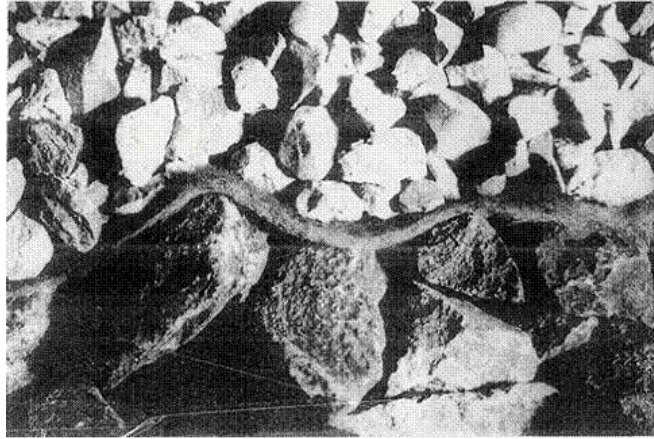
### c. Propriétés de durabilité

Certaines propriétés mécaniques des géosynthétiques sont liées à sa capacité de durabilité / constructibilité et à la fonction de séparation. Ces propriétés sont les suivantes :

- **Résistance à la déchirure** : aptitude d'un géosynthétique à résister à des contraintes provoquant la poursuite ou la propagation d'une déchirure dans celui-ci, souvent générées lors de la phase de pose ;
- **Résistance à la perforation statique** : capacité d'un géosynthétique à résister aux contraintes localisées générées par la pénétration ou la perforation d'objets tels que des agrégats ou des racines, dans des conditions quasi-statiques ;
- **Résistance aux chocs** : capacité d'un géosynthétique à résister aux contraintes générées par l'impact soudain et la pénétration d'objets tombant, tels que des granulats grossiers, des outils et d'autres éléments de construction pendant l'installation ;
- **Résistance à l'éclatement** : capacité d'un géosynthétique à résister à une pression appliquée normalement à son plan en le mettant sous tension dans toutes les directions dans ce plan ;
- **Résistance à la fatigue** : capacité d'un géosynthétique à résister à des charges répétitives avant de subir une rupture.

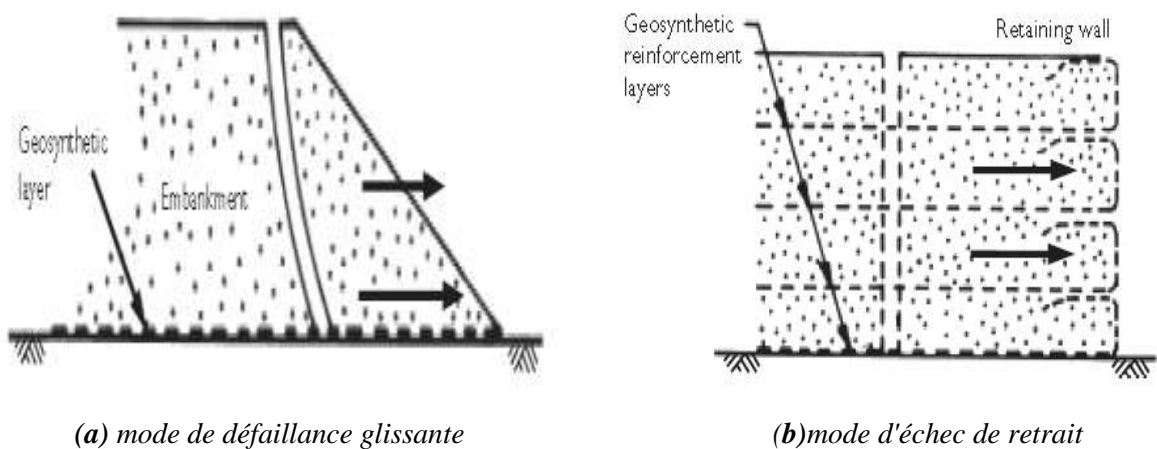
#### d. Propriétés de l'interface sol-géosynthétique

Lorsqu'un géosynthétique est utilisé pour renforcer une masse de sol, il est important que l'interaction développée entre le sol et les renforcements soit suffisante pour empêcher le sol de se glisser ou l'arrachement des géosynthétique du sol sous une force de traction mobilisée.



**Figure II.22:** visualisation de l'ancrage d'un géotextile souple.

La liaison entre les géosynthétiques et le sol dépend des états de leurs surfaces de contact. L'interaction sol-géosynthétique par frottement et/ou les caractéristiques d'emboîtement est donc l'élément clé de la performance des structures de sol renforcées, telles que les murs de soutènement, les pentes, les fondations et les remblais, et d'autres applications où la résistance d'un géosynthétique à l'arrachement sous ces conditions est indispensable.



**(a)** mode de défaillance glissante

**(b)** mode d'échec de retrait

**Figure II.23** Application d'un géosynthétique de renforcement :

### II.5.3 Propriétés hydrauliques

Les propriétés hydrauliques des géosynthétiques influencent leur capacité à fonctionner comme filtres et drains. La porosité, la permittivité et la transmissivité sont les propriétés hydrauliques importantes en géotechnique. Dans plusieurs applications de filtration et de drainage des massifs de sol, des produits géosynthétiques comme les géotextiles, les géofiliés et de nombreux géocomposites, sont largement utilisés.

#### a. Pourcentage d'aire ouverte

Le pourcentage de surface ouverte (POA) d'un géosynthétique est le rapport de la surface de ses ouvertures à la surface totale, exprimé en pourcentage. Cette caractéristique est considérée comme un paramètre de conception uniquement pour les géotextiles tissés, qui ont une surface d'ouvertures comme espaces vides entre les filaments et fils adjacents.

#### b. Perméabilité

La capacité d'un géosynthétique à transmettre un fluide (liquide ou gaz) s'appelle la perméabilité. La perméabilité (c'est-à-dire la conductivité hydraulique) d'un géosynthétique à l'écoulement de fluide peut être exprimée par le coefficient de Darcy, la permittivité ou le débit volumique.

### II.5.4 Propriétés d'endurance et de dégradation (*chimiques*)

Les propriétés d'endurance et de dégradation, par exemple, comportement au fluage, résistance à l'abrasion, capacité d'écoulement à long terme, durabilité - capacité de survie et longévité de la construction, etc. Les géosynthétiques sont liées à leur comportement dans les conditions de service, y compris la durée d'utilisation.

#### a. fluage

Le fluage est l'augmentation en fonction du temps de la déformation plastique ou de l'allongement cumulatif dans un géosynthétique résultant d'une charge constante appliquée. Selon le type de polymère et la température ambiante, le fluage peut être important à des niveaux de contrainte aussi bas que 20 % de la résistance ultime à la traction.

#### b. Abrasion

L'abrasion d'un géosynthétique est définie comme l'usure de n'importe quelle partie de celui-ci par frottement contre une plate-forme fixe par un processus d'abrasion avec des caractéristiques de surface spécifiées. La capacité d'un géosynthétique à résister à l'usure due au frottement est appelée résistance à l'abrasion.

### c. Durabilité

La durabilité d'un géosynthétique peut être considérée comme sa capacité à maintenir les propriétés requises contre les influences environnementales et/ou autres sur la durée de vie de conception sélectionnée.

On peut mentionner plusieurs facteurs environnementaux, qui peuvent influencer sur le comportement d'un géotextile :

- ✓ *La température ;*
- ✓ *Les fluides présents dans le sol ;*
- ✓ *Les gaz et les vapeurs (oxygène, eau...);*
- ✓ *Les autres substances chimiques présentes dans le sol ;*
- ✓ *L'acidité et l'alcalinité du sol ;*
- ✓ *Les radiations électromagnétiques (rayons ultraviolets en particulier).*

**Tableau II.3 : Résistance aux agressions biochimiques des polymères**

<i>Résistance aux</i>	<i>Polyesters</i>	<i>Polyamides</i>	<i>Polypropylènes</i>
<i>Micro - organismes</i>	<i>Bon</i>	<i>Bon</i>	<i>Bon</i>
<i>Acides</i>	<i>Bon</i>	<i>Moyen</i>	<i>Bon</i>
<i>Bases</i>	<i>Moyen</i>	<i>Bon</i>	<i>Bon</i>
<i>Agents oxydants</i>	<i>Bon</i>	<i>Moyen</i>	<i>Bon</i>
<i>Rayons Ultra-violet</i>	<i>Bon</i>	<i>Moyen</i>	<i>Bon</i>

### II.5.5 Test et propriétés admissibles

Il existe actuellement un grand nombre de géosynthétiques disponibles sur le marché, chacun ayant des propriétés différentes, pour obtenir les valeurs spécifiques des différentes propriétés des géosynthétiques, les utilisateurs doivent consulter les fabricants ou fournisseurs respectifs. Certaines propriétés représentatives des géosynthétiques typiques disponibles dans le commerce sont répertoriées dans le tableau (II.4).

Tableau II.4 : Caractéristiques de quelques géosynthétiques

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

## II.6 Caractéristiques de base des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des produits polyvalents, adaptables à des nombreuses situations de terrain et peuvent être combinés avec plusieurs matériaux de construction. Ils sont utilisés dans une gamme d'applications dans divers domaines du génie civil. La croissance rapide au cours des dernières décennies de l'emploi des géosynthétiques, à travers le monde, est principalement due aux caractéristiques de base favorables suivantes :

- ✓ non corrosif
- ✓ hautement résistant à la dégradation biologique et chimique
- ✓ durabilité à long terme sous couverture du sol jusqu'à 120 ans
- ✓ haute flexibilité
- ✓ volume minimum
- ✓ légèreté
- ✓ facilité de stockage et de transport
- ✓ simplicité d'installation
- ✓ accélérer le processus de construction
- ✓ faire des solutions économiques et respectueuses de l'environnement
- ✓ offrant un bon aspect esthétique aux structures.

L'importance des géosynthétiques peut également être observée dans leur capacité à remplacer partiellement ou complètement les matériaux provenant des ressources naturelles, telles que le gravier, le sable, l'argile, etc. En fait, les géosynthétiques peuvent être utilisés pour obtenir une meilleure durabilité, des aspects esthétique et environnementale des projets de génie civil.

## II.7 Disposition constructive

Lors de la conception des ouvrages impliquant sol-géosynthétiques, la question la plus courante est : « *Quelle est la durée de vie prévue des géosynthétiques ?* ». Souvent il n'y a pas de réponse directe à cette question.

Afin d'obtenir une durée de vie en convenance avec le rôle du géosynthétique à remplir dans l'ouvrage, les concepteurs doivent prendre en compte les facteurs environnementaux impactant la pérennité des géosynthétiques. Le vieillissement des géosynthétiques exposés est principalement dû au rayonnement ultraviolet, à la chaleur et à l'oxydation, mais aussi à d'autres facteurs climatiques tels que l'humidité, la pluie... .

La caractérisation adéquate des matériaux en contact avec les géosynthétiques est par ailleurs essentielle pour une bonne prise en compte de la durabilité des géosynthétiques enfouis : **pH**, présence d'oxygène, agressivité chimique, teneur en eau, température, matière organique et micro-organismes.

### a. Rayonnement ultraviolet

Selon leur composition, les géosynthétiques sont plus ou moins sensibles à l'action du rayonnement ultraviolet. Leur comportement est amélioré par l'adjonction des stabilisants à leur formulation de base. La cinétique de dégradation des géosynthétiques liée aux rayonnements ultraviolets dépend également de l'ensoleillement de la localisation géographique (altitude, orientation des talus) de l'ouvrage.

### b. Oxydation

Le phénomène d'oxydation dégrade les caractéristiques mécaniques des géosynthétiques. Ce phénomène est lié à la présence d'agents oxydants au contact des géosynthétiques (oxygène, ozone, effluents...). Selon leur composition, les géosynthétiques sont plus ou moins sensibles à l'oxydation.

### c. *Micro-organismes*

L'expérience montre que de manière générale les géosynthétiques résistent à l'action des micro-organismes. Cependant certains doivent faire l'objet d'un traitement spécifique.

### d. *Compatibilité chimique*

Le concepteur doit choisir les géosynthétiques appropriés (*ce qui peut parfois nécessiter des essais préliminaires de compatibilité en phase de conception*) en fonction de leur bonne compatibilité chimique avec le produit stocké (*liquide, solide, gaz*). La résistance chimique d'un géosynthétique, au contact d'un produit donné, dépend des facteurs suivants :

- ✓ *Concentration du produit stocké;*
- ✓ *Temps de contact ;*
- ✓ *Température.*

### Remarque

La combinaison d'actions physico-chimiques et mécaniques accélère le vieillissement et la dégradation d'un géosynthétique. De plus, une réduction ou perte immédiate de sa fonction peut être observée, si durant leur pose, le contrôle de n'est pas effectués dans les règles de l'art.

Les durées maximales d'exposition sont données dans le **tableau (II.5)**. En cas d'exposition prolongée, il faut donc s'assurer, auprès du fournisseur, de la résistance résiduelle du produit à l'issue de cette période d'exposition ou envisager des solutions alternatives de protection ou d'autres dispositions constructives.

**Tableau II.5 : Durée maximale d'exposition des géotextiles et produits apparentés**

<i>Application</i>	<i>Résistance résiduelle après essai de vieillissement</i>	<i>Durée d'exposition maximale pendant la mise en œuvre</i>
<i>Renforcement ou autres applications dans lesquelles la résistance à long terme est un paramètre significatif</i>	<i>&gt; 80 %</i>	<i>1 mois<sup>(1)</sup></i>
	<i>60 à 80 %</i>	<i>2 semaines</i>
	<i>&lt; 60 %</i>	<i>1 jour</i>
<i>Autres applications</i>	<i>&gt; 60 %</i>	<i>1 mois<sup>(1)</sup></i>
	<i>20 à 60 %</i>	<i>2 semaines</i>
	<i>&lt; 20 %</i>	<i>1 jour</i>

<sup>(1)</sup>Une exposition allant jusqu'à quatre mois peut être acceptable en fonction de la saison et de la situation géographique en Europe.



## II.8 Mise en place et contrôle des géosynthétiques

### II.8.1 Installation

Les géosynthétiques sont étendus sur la surface à recouvrir dans le sens d'action des forces (comme le sens de la circulation projetée) de sorte qu'ils en épousent le relief sans pour autant être repliés sur eux-mêmes ni former des ondulations (*Figure II.23*).

Les géosynthétiques, dans le cas échéant, doivent être découpés pour épouser la forme des regards, des boîtes de vanne, des arrondis de trottoirs ou de toute autre discontinuité de la structure, Pour un géotextile, une languette de ce dernier est rabattue et maintenue verticalement afin de ne laisser aucune ouverture au droit de la discontinuité.



*Figure II.24: Mise en place des géosynthétiques dans une construction de route.*

Toutes les mesures doivent être prises pour protéger les géosynthétiques et empêcher le poinçonnement; aucun engin ne doit circuler au-dessus. Les géosynthétiques endommagés doivent être réparés immédiatement. Un rapiécage à l'aide du géosynthétique peut être réalisé en respectant les exigences requises pour l'assemblage des nappes.



**Figure II.25 :** Recouvrement des géosynthétiques par le sol.

### II.8.2 Surveillance et inspection

Les contrôles ont pour but de s'assurer de l'adéquation entre la qualité des travaux réalisés et les recommandations spécifiées par le maître d'œuvre dans le cahier des charges (*Figure II.25*). Ils peuvent être mis en œuvre par:

- ✓ *l'entreprise dans le cadre de son contrôle intérieur ;*
- ✓ *le maître d'œuvre ou un organisme mandaté par celui-ci dans le cadre du contrôle extérieur.*

L'entrepreneur doit prévenir le surveillant avant le recouvrement granulaire afin de permettre l'inspection visuelle de la qualité des géosynthétiques installés.

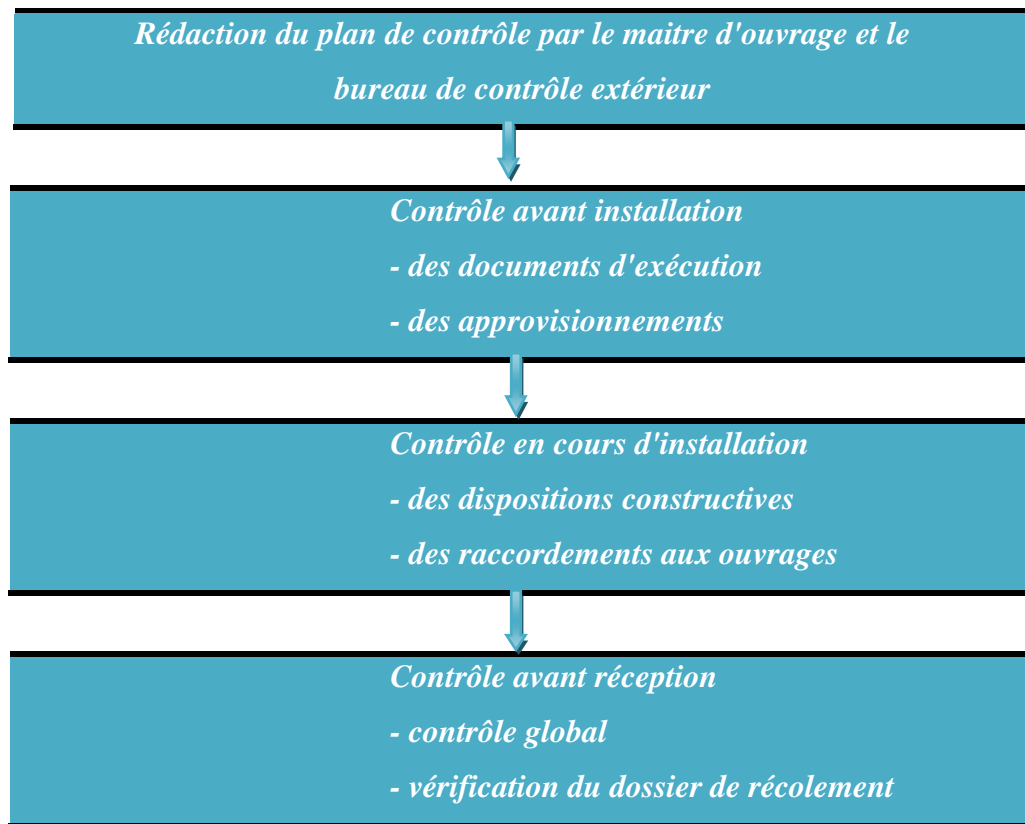


**Figure II.26 :** Contrôle des géosynthétiques

Le contrôle des géosynthétiques concerne tous les points qui sont susceptibles de conduire à la non-fonctionnalité du dispositif :

- ✓ *le dimensionnement ;*
- ✓ *l'adéquation matériau – milieu ;*
- ✓ *la stabilité des géosynthétiques ;*
- ✓ *leur vieillissement dans les conditions de service.*

L'objectif est de garantir la meilleure durabilité possible de l'ouvrage. Les principales étapes de contrôle des géosynthétiques sont :



## II.9 Géosynthétique et développement durable

Selon la définition proposée en 1987 par la Commission mondiale sur l'environnement et le développement, le développement durable est :

*« Un développement qui répond aux besoins des générations du présent sans compromettre la capacité des générations futures à répondre aux leurs ».*

Face à l'urgence de la crise écologique et sociale qui se manifeste désormais de manière mondialisée, le développement durable est une réponse de tous les acteurs (états, marché, société civile) pour reconsidérer la croissance économique à l'échelle mondiale afin de prendre en compte les aspects environnementaux et sociaux du développement. Tous les secteurs d'activité sont concernés.

L'utilisation des géosynthétiques permet en effet de préserver les ressources naturelles, par exemple en réduisant les quantités de matériaux extraits du milieu naturel (granulats, sable, argile), en remplaçant un filtre granulaire par un géotextile de filtration, une couche granulaire par un géocomposite de drainage, ou bien une couche d'argile par des géomembranes et géosynthétiques bentonitiques.

Les prélèvements d'eau souterraine et de surface sont ainsi réduits, par utilisation de géosynthétiques dans les bassins, canaux et retenues d'eau. Leur emploi favorise également la protection des ressources en eau par la limitation des transferts de pollution aux nappes souterraines, grâce à l'utilisation de géosynthétiques d'étanchéité. Ils contribuent enfin à réduire la dépendance aux énergies fossiles et les émissions de gaz à effet de serre.

Certains aspects de l'utilisation des matériaux géosynthétiques sont à la fois sociaux et environnementaux. En effet, les matériaux géosynthétiques participent à la protection des vies humaines contre les risques naturels en facilitant la prévention ou en limitant les effets des glissements de terrain, de l'érosion, des effondrements, des inondations et des séismes.

Enfin, les matériaux géosynthétiques sont utilisés pour l'amélioration du cadre de vie, notamment pour l'aménagement, la préservation et la réhabilitation des paysages et des écosystèmes dégradés, en tant que support de végétalisation des talus, berges de cours d'eau et des rivages.

## **II.10 Conclusion**

L'utilisation des géosynthétiques en génie civil a connu un développement considérable grâce surtout à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi relativement facile, permettant à leur utilisation dans différents domaines. À la multitude des produits géosynthétiques qui sont proposés par les producteurs correspondent à une multitude de techniques d'utilisation ou les géosynthétiques remplissent plusieurs rôles à la fois.

Durant ces dernières décennies, il existe sur le marché plusieurs types de produits géosynthétiques destinés aux différentes applications en génie civil, tel que le renforcement, le drainage, et l'imperméabilisation des massifs de sols.

Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétiques permet l'augmentation de manière significative des facteurs de sécurité, l'amélioration de la performance de l'ouvrage, et la réduction des coûts de réalisation en comparaison avec les conceptions conventionnelles. Cependant une bonne maîtrise des techniques de mise en œuvre et un contrôle rigoureux s'avère essentiel pour une procédure de renforcement efficace.

---

*CHAPITRE III :*  
*INTERACTION*  
*SOL - GÉOSYNTHÉTIQUE*

---

### III.1. Introduction

L'interaction entre les sols et les géosynthétiques joue un rôle fondamental dans la performance des massifs renforcés en géotechnique telles que murs de soutènement, talus, fondations, remblais et autres applications. Les mécanismes gouvernant l'interaction sol/géosynthétique peuvent être très complexes, leurs évolutions dépendent généralement de types et propriétés des éléments de renforcement, ainsi que de l'état et la nature du sol.

Pour étudier la stabilité interne des structures en terre armée, il est nécessaire d'évaluer les forces de frottements mobilisées entre le sol et les armatures nécessaires au développement de la résistance à l'arrachement dans la zone d'ancrage. En effet, la longueur de renforcement et par conséquent, la taille du bloc renforcé dépendent du coefficient de frottement apparent au niveau de l'interface présumé.

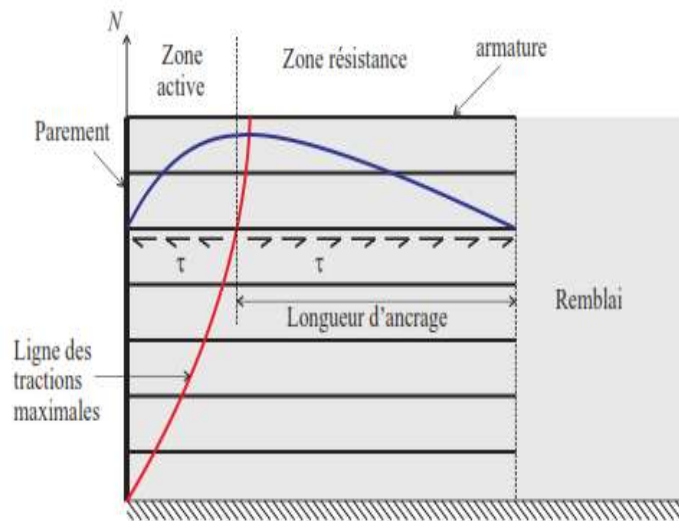
Afin d'améliorer les connaissances des mécanismes d'interaction sol-armatures notamment, depuis l'utilisation des armatures extensibles (géosynthétiques) différents essais et analyses théoriques ont été développés au cours de ces dernières décennies. Pour caractériser ce comportement, plusieurs chercheurs ont proposé des essais d'arrachement et de cisaillement sur des massifs renforcés. Ces résultats ont été utilisés, non seulement pour apprécier le mécanisme d'interaction, mais aussi pour déterminer les paramètres exigés dans l'analyse et la conception des structures en sol renforcé.

Pour connaître l'état réel des structures renforcées par armatures extensibles, il est nécessaire de modéliser correctement le comportement d'une armature ancrée dans le sol et soumise à un effort de traction au sommet. Cette modélisation nécessite la connaissance de la loi de traction des armatures et ainsi que la loi de frottement la plus réaliste entre le sol et éléments de renforcement. Pour établir ces lois, il faut avoir des informations sur :

- *Le matériau de renforcement : des essais de traction sur bandes libres permettent de caractériser ce matériau et de définir la loi de traction. ;*
- *L'interface sol/renforcement : des essais de cisaillement direct et des essais d'arrachement, permettent de caractériser cette interaction et de définir ses paramètres ;*
- *le sol granulaire : des essais classiques permettent de définir ses caractéristiques géotechniques.*

### III.2. Mécanisme d'interaction sol-géosynthétiques

La stabilité du sol renforcé est étroitement liée à l'efficacité de transfert des contraintes du sol aux renforcements, qui dépend de la longueur nécessaire pour mobiliser les efforts de frottement. En effet, comme le montre la *Figure (III.1)* pour les murs en sol renforcé, la longueur de l'armature au-delà de la ligne de rupture doit être suffisante pour mobiliser les forces de cisaillements essentiels à équilibrer la force de traction maximale dans l'armature.



**Figure III.1 :** Ligne des tractions maximales dans un mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007).

Les efforts de traction dans les renforcements, résultent du frottement généré tout le long de l'interface sol-géosynthétiques, ne sont pas maximaux au niveau des parements mais à l'intérieur du massif de sol renforcé entre la zone active et la zone passive appelée *ligne des tractions maximales*, là où les contraintes de cisaillement changent de directions (Frank, 1998). Dans cette zone, les armatures ont tendance à glisser en direction du parement, et sont retenues par le frottement avec le remblai. Les armatures, reprennent les efforts générés dans la zone active, sont ancrées dans le sol de la zone passive. La longueur de l'armature située dans la zone résistante est appelée la longueur d'adhérence.

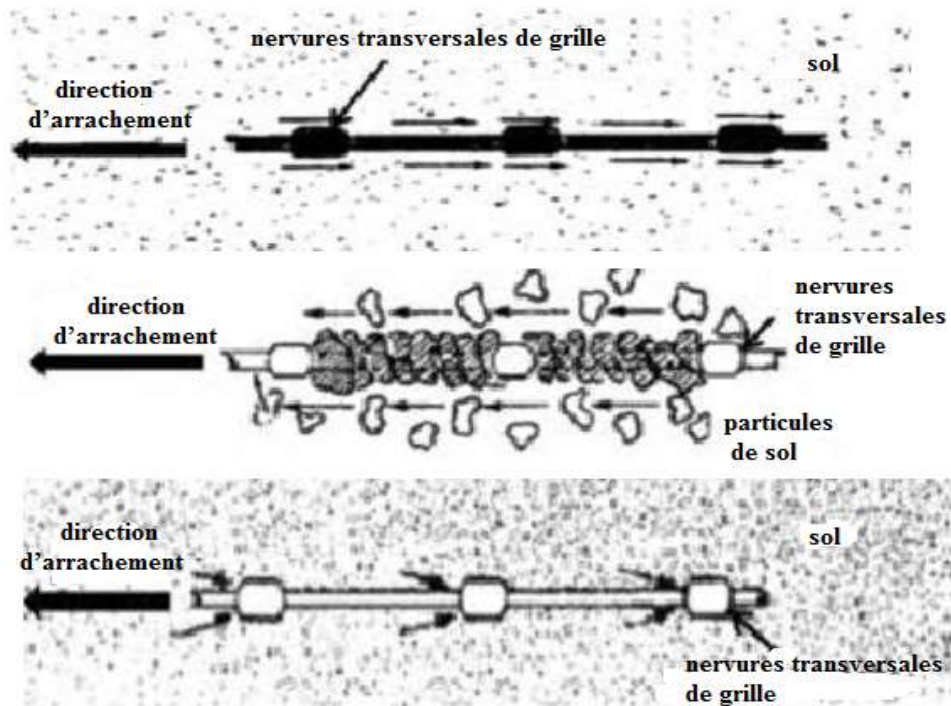
Donc la ligne de traction maximale sépare l'ouvrage en deux zones (*Figure III.1*) :

- ✓ Une zone située près du parement « zone active », dans laquelle le sol exerce sur les géosynthétiques des contraintes de cisaillement dirigées vers le parement ;
- ✓ Une zone située en arrière de la ligne des tractions maximales « zone résistante » ; dans laquelle les contraintes de cisaillement exercées par le sol sur les armatures sont dirigées vers l'intérieur du massif.



Le phénomène essentiel dans le fonctionnement des ouvrages renforcés est la mobilisation du frottement entre le renforcement et le sol. En revanche ce phénomène devient beaucoup plus complexe lorsque les éléments de renforcement sont des géogrilles. Dans ce cas l'interaction entre les particules de sol et le géogrille peut faire intervenir trois mécanismes :

- ✓ Le frottement mobilisé entre les surfaces de renforcement et les particules de sol en contact (Figure III.2-a) ;
- ✓ Le frottement entre les particules de sol prises dans les ouvertures de la grille (Figure III.2-b) ;
- ✓ La résistance passive du sol qui s'oppose aux éléments de renforcement normaux à la direction du déplacement dû au cisaillement (Figure III.2-c).



**Figure III.2 :** Mécanismes d'interaction entre une grille et un sol granulaire

Cependant, pour les géotextiles le mécanisme fondamental de l'interaction avec le sol est gouverné par la mobilisation du frottement au niveau des zones de contact.

Les mécanismes d'interaction sol-renforcement dépendent des propriétés du sol (*la densité du sol, granulométrie, forme des particules, etc.*), des propriétés de géosynthétique utilisés (*l'extensibilité du géosynthétique, du diamètre des interstices entre les fibres, de l'état de sa surface*) et de la contrainte normale effective appliquée.

L'effort de frottement  $\tau_f$  mobilisable par mètre de parement dans le lit de renforcement peut s'exprimer comme suivant :

$$\tau_f = 2Nbl_a f_{(z)}^* \sigma_v$$

Avec N : nombre d'armatures par mètre de parement ;

b : largeur de l'armature ;

$L_a$  : longueur d'adhérence dans la zone résistante ;

$\sigma_v$  : valeur moyenne de la contrainte verticale sur le lit de renforcement ;

$f_{(z)}^*$  : coefficient de frottement apparent au niveau considéré.

Le paramètre  $f_{(z)}^*$  est très important dans l'étude et dimensionnement des murs en Terre Armée. Il caractérise la résistance en frottement le long des armatures en prenant en compte la dilatance du sol. Le frottement réel le long des armatures est défini par le coefficient de frottement maximum  $f$  qui est égal à :

$$f = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_v}$$

Où  $\sigma_v$  est la contrainte verticale moyenne appliquée sur l'armature et la contrainte de cisaillement maximum exercée le long du renforcement.  $\tau_{\max}$  peut être déterminé par l'effort de traction maximum  $T_{\max}$  dans un essai d'arrachement. L'effort de traction maximum est atteint lorsque le frottement est totalement mobilisé le long de l'armature de longueur L :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{2bL}$$

Dans un sol granulaire dense, sous l'effet des contraintes de cisaillement  $\tau$  exercées par l'inclusion, la zone de sol entourant l'inclusion a tendance à augmenter de volume contrariée par la faible compressibilité du massif avoisinant il en résulte un accroissement  $\Delta\sigma_v$  de la contrainte normale initiale  $\sigma_{v0}$  s'exerçant à la surface de l'inclusion (Figure II.3). Donc la contrainte verticale  $\sigma_v$  appliquée sur l'inclusion devient  $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$ . Ce phénomène est nommé la dilatance empêchée.

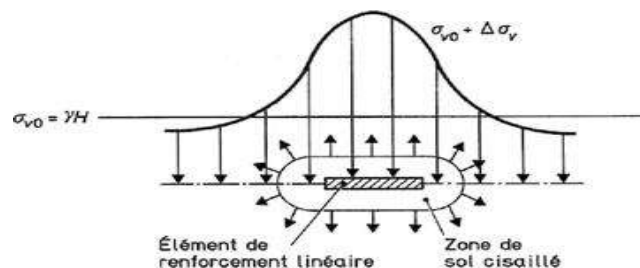
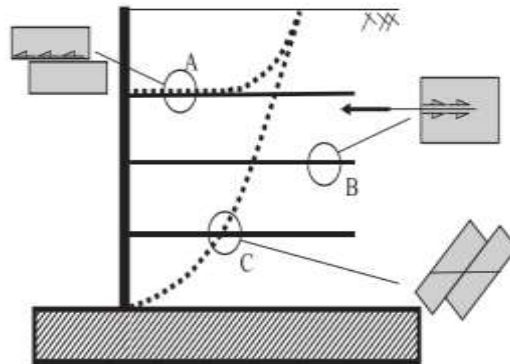


Figure III.3. La dilatance empêchée

L'augmentation du coefficient de frottement dû à l'effet de la dilatance empêchée n'est significative que dans le cas de faibles contraintes verticales. Dans le cas où ces contraintes sont importantes, l'effet de la dilatance est souvent négligeable.

### III.3 Évaluation du frottement

Ils existent différents types d'essais en laboratoire permettant de caractériser le frottement aux interfaces sol-géosynthétiques. L'utilisation des résultats de ces essais est en fonction du niveau de chargement appliqué sur les géosynthétiques ou du mode de mobilisation du frottement (*Figure III.4*), la figure montre certains mécanismes de rupture ou de déformations possibles d'un mur en sol renforcé selon la région et les conditions de charge considérées.



*Figure III.4 : Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface (Palmeira, 2009)*

- **Dans la zone A**, le glissement de la masse de sol sur la surface de renforcement peut se produire, de sorte que des essais de cisaillement directs peuvent être utilisés pour quantifier la liaison sol/renforcement dans ces circonstances ;
- **Dans la zone B**, le sol et le renforcement peut se déformer latéralement, de sorte qu'un essai de déformation plane similaire à l'essai d'arrachement dans le sol peut être utilisé dans ce cas ;
- **La région C** montre une situation où le sol et le renforcement sont cisailés, donc l'essai de cisaillement direct avec l'armature inclinée par rapport au plan de cisaillement peut être employé.

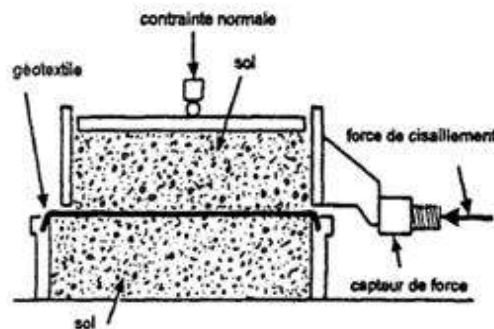
Cela devrait être souligné que tous ces types de tests ont des limites dans la simulation des conditions réelles souvent rencontrées dans un massif de sol renforcé. Les essais expérimentaux en laboratoire pour cette caractérisation sont les suivants :

- ✓ Essais de cisaillement direct sur boîte de cisaillement;
- ✓ Essai de cisaillement sur plan incliné ;
- ✓ Essai d'arrachement (extraction).

### III.3.1 Essais de cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct sont simples à effectuer mais l'interprétation des résultats et leur extrapolation aux conditions réelles ne sont pas toujours évidentes. Le type d'appareillage, le frottement le long des faces internes de la boîte de cisaillement, les conditions aux limites et autres, peuvent avoir une grande influence sur les résultats.

La procédure de l'essai est simple, dans laquelle, le sol est contenu dans une demi-botte supérieure et vient frotter sur les géosynthétiques placés à la surface de la demi-botte inférieure (*Figure III.5*). L'essai est couramment utilisé, malgré ces inconvénients tels que les pertes de matière au cours de l'essai, la répartition non uniforme de la contrainte normale, le plan de rupture imposé, et négligence de phénomène de dilatance. Il est utilisé dans le cas de contrainte normale appliquée sur nappe géosynthétique supérieure à **5 kPa**.



*Figure III.5: Essai de cisaillement direct sur une boîte de cisaillement.*

Le comportement au cisaillement de l'interface sol-géosynthétique dépend de nombreux facteurs liés aux propriétés du sol, à la nature des géosynthétiques et autres paramètres. Une analyse assez grossière de l'équilibre des forces sur l'échantillon de la boîte supérieure est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{\Delta\tau}{\tau_o} = \frac{1}{1 - \text{tg}\delta_{\text{sur}}\text{tg}\varphi}$$

$\Delta\tau$  : est l'augmentation de la résistance au cisaillement provoquée par le frottement latéral;  
 $\tau_o$  : est la résistance au cisaillement des sols pour une boîte avec une paroi interne parfaitement lisse;  $\delta_{\text{sw}}$  : est l'angle de frottement entre le sol et la paroi interne et  $\varphi$  l'angle de frottement du sol.

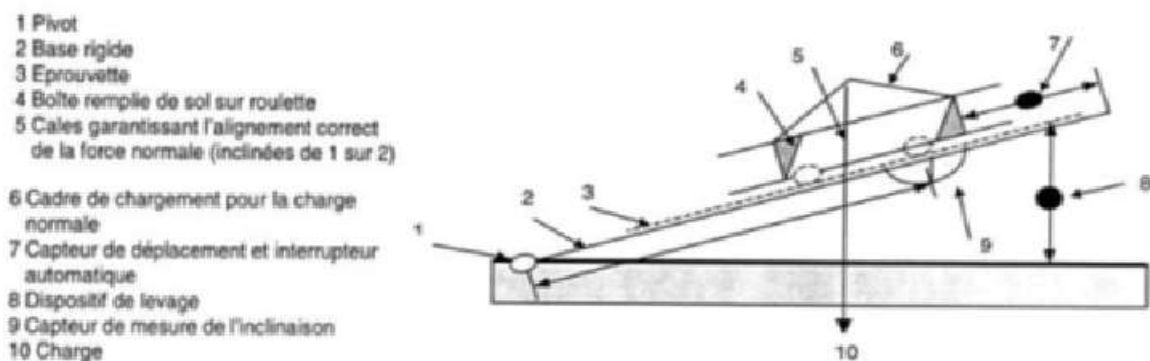
Plusieurs études ont mis en évidence l'influence de certains paramètres expérimentaux dans la détermination de la résistance au cisaillement de l'interface. Ces paramètres sont liés aux :

- ➔ *Dimensions de la boîte supérieure et inférieure ;*
- ➔ *Espacement entre la boîte supérieure et l'échantillon inférieur ;*
- ➔ *Non-uniformité de la distribution normale des contraintes.*

### III.3.2 Essai de cisaillement sur un plan incliné

L'essai de cisaillement sur un plan incliné est utilisé pour la caractérisation de l'interaction entre géosynthétique et le sol ou géosynthétique-géosynthétique sous une contrainte normale faible et disposé dans une pente (*Figure III.6*).

L'angle de frottement à l'interface sol-géosynthétique est déterminé en mesurant l'angle pour lequel une boîte remplie de sol glisse à une vitesse constante, sur la base inclinée qui supporte l'ensemble. Dans le cas de la détermination du frottement à l'interface géosynthétique-géosynthétique, un deuxième géosynthétique peut être fixé sous la boîte remplie de sol.



*Figure III.6 : Essai de cisaillement sur plan incliné*

### III.3.3 Essai d'arrachement

Les essais d'arrachement sont fréquemment employés pour étudier le comportement des renforcements à l'ancrage sur pentes et lors des études du dimensionnement de structures en sol renforcé. Les champs de contraintes et de déformations non uniformes dans les matériaux géosynthétiques et les sols sont représentés dans cet essai, ils peuvent être facilement pris en compte comparés aux essais de cisaillement direct (*Perkins et al. 1999*).

La résistance au cisaillement entre un géosynthétique et un sol est déterminée en plaçant un élément de géosynthétique entre deux couches de sol dans une boîte munie d'une fente permettant de le tirer, ce qui maintient constante et uniforme sous la contrainte normale appliquée à la couche supérieure du sol (*Figure III.7*). La force nécessaire pour extraire le géosynthétique du sol est enregistrée. L'essai est répété avec différentes contraintes normales. Les caractéristiques de frottement déterminées par le cisaillement sol-géotextile sont généralement plus élevées que ceux obtenues par l'arrachement (*Figure III.8*).

Figure III.7 : Schéma d'un essai d'arrachement.

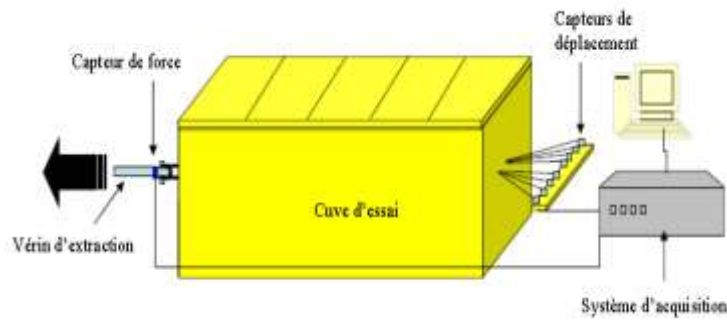
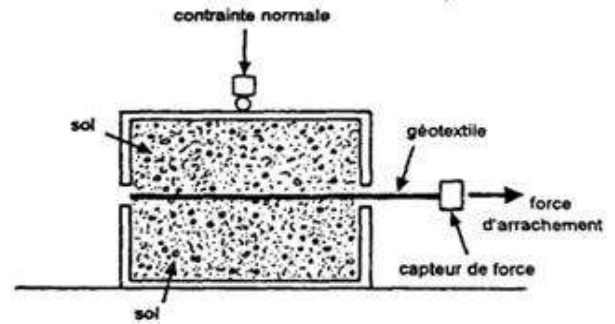


Figure III.8. Vue de la disposition de l'ensemble du matériel d'un essai d'arrachement.

### III.3.4 Paramètres influençant le frottement sol-armature

Le phénomène de frottement apparent entre sol-renforcement est largement influencé par certains paramètres tels que la contrainte verticale au niveau de l'interface, le type de renforcement et son état de surface et la compacité du milieu granulaire (Schlosser et Guilloux 1981):

- a) Dans le cas de faibles contraintes verticales, le coefficient de frottement augmente dû à l'effet de la dilatance empêchée. Il peut atteindre des valeurs relativement importantes (4 à 7) pour des valeurs inférieures à 40 kPa. Pour des valeurs supérieures à 100 kPa, il atteint un palier égal à la valeur de la tangente de frottement interne (Figure III.9).

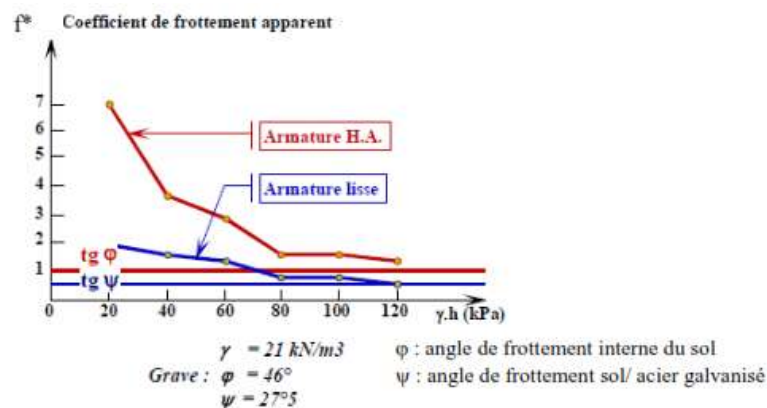
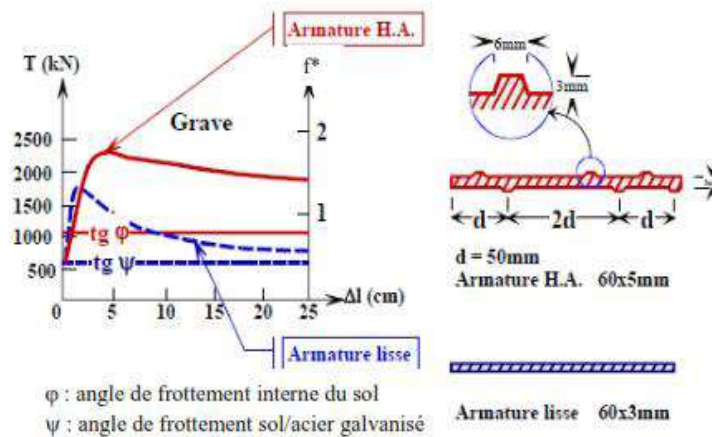


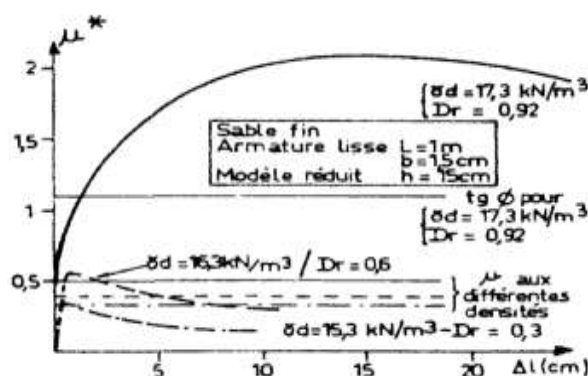
Figure III.9 : Influence de la contrainte normale initiale sur le coefficient de frottement apparent  $f^*$  dans un essai d'extraction

- b) Il est aussi bien montré que les armatures à haute adhérences (HA), ont des coefficients de frottement apparent plus élevés que ceux des armatures lisses ainsi que l'effort de traction maximum qui atteint pour de grand déplacement (*Figure III.10*). Le coefficient de frottement apparent au pic est d'autant plus important que la surface des inclusions est rugueuse. La valeur de coefficient de frottement apparent résiduel est proche de la valeur au pic si est rugueuse ou proche de la moitié de sa valeur au pic dans le cas d'inclusion lisse.



*Figure III.10 : Influence de l'état de surface de l'armature sur le coefficient de frottement apparent  $f^*$  dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981)*

- c) Le coefficient de frottement apparent augmente avec l'augmentation de la densité du massif de sol (*Figure III.11*). Pour des grandes densités, le pic est plus atténué et obtenu pour de déplacements plus grands. Pour de faibles densités, le pic est marqué et obtenu pour de faibles déplacements. Le coefficient de frottement apparent est supérieur à 1 dans les sols granulaires et peut atteindre 10 pour les sols très dilatants.



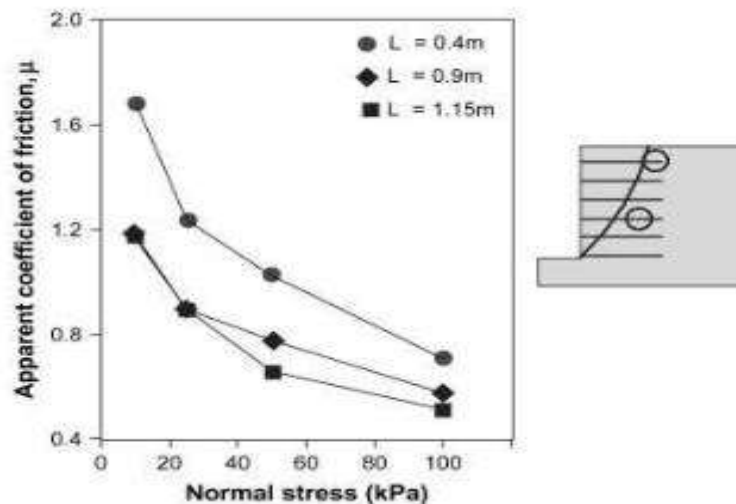
*Figure III.11: Influence de la compacité de milieu granulaire sur le coefficient de frottement apparent dans un essai d'extraction (Schlosser et Guilloux, 1981)*

Les essais d'arrachement sont appropriés pour l'étude de la résistance d'ancrage des armatures, en particulier dans le cas des géogrilles, et les effets de charge-déformation-temps. De plus, l'absence de normes unifiées et le nombre important de paramètres affectant le comportement de l'interface sol-géogrille ne permettent pas de faire une comparaison entre les résultats de différents essais.

Plusieurs études ont été élaborées sur des prototypes afin de mieux comprendre les effets des conditions aux limites et les dimensions de la boîte d'arrachement sur les résultats des essais. La comparaison de ces essais ont permis d'identifier les facteurs affectant ces résultats obtenus dans les essais d'arrachement. Ces facteurs sont liés aux :

- ✓ Dimensions de l'appareil,
- ✓ Procédure d'essai,
- ✓ Propriétés géotechniques du sol,
- ✓ Caractéristiques géométriques des renforcements.

Ces résultats expérimentaux ont également montré que l'extensibilité du renforcement a une influence sur la résistance d'arrachement maximale et que les valeurs du coefficient de frottement apparent sont influencées par les rigidités et les caractéristiques structurales (géométrie et forme) des géogrilles (*Figure III.12*). Les contraintes de confinement varient entre 10 et 100 kPa.

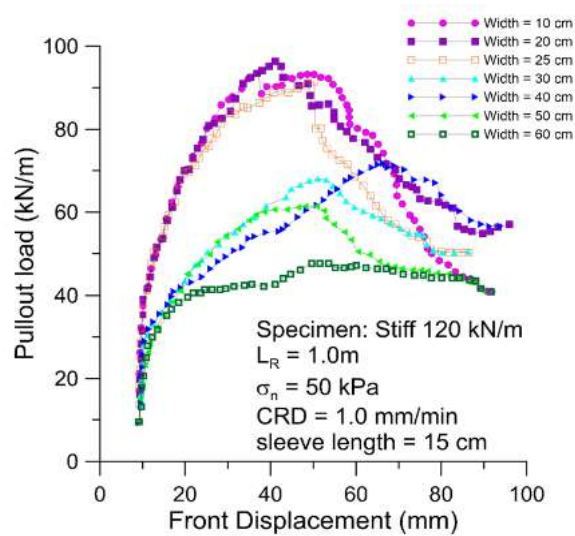


**Figure III.12 :** Évolution du coefficient de frottement apparent d'une géogrille en fonction de la contrainte de confinement et de la longueur de renforcement

De nombreux chercheurs ont précisé que la géométrie du renforcement comme l'épaisseur et la longueur est l'un des facteurs importants dans les essais d'arrachement (*Figure III.13*).



**Figure III.13 :**  
Influence de largeur de renforcement sur les résultats d'essai d'extraction



### III.4 Modélisation par différents modèles de l'essai d'extraction

La modélisation du comportement d'une armature ancrée dans le sol et qui est soumise à un effort de traction en tête nécessite la connaissance de deux lois :

- ✓ une loi de traction de l'armature  $\mathbf{T} - \boldsymbol{\varepsilon}$  ; celle-ci permet de prendre en compte le comportement de la bande en reliant l'effort de traction  $\mathbf{T}$  à la déformation  $\boldsymbol{\varepsilon}$  par l'intermédiaire du module d'élongation  $\mathbf{J} = \mathbf{E}\mathbf{S}$  ;
- ✓ une loi de frottement local  $\mathbf{f} - \mathbf{U}$  entre le sol et l'armature ; qui permet de relier l'effort de frottement au déplacement relatif  $\mathbf{U}$  et ses paramètres sont le frottement limite  $\mathbf{f}^*$  et le déplacement  $\mathbf{U}^*$ .

Habituellement, la contrainte de cisaillement  $\boldsymbol{\tau}$  est utilisée dans l'expression de la loi de frottement. Cependant, afin de prendre en compte le frottement apparent à l'interface sol/renforcement qui est influencé par la dilatance du sol, la loi de frottement est parfois exprimée par le coefficient de frottement apparent ( $\mathbf{f}$ , aussi noté  $\boldsymbol{\mu}$  dans certains documents).

La modélisation considère des comportements simples pour les deux lois (Schlosser, 1981 ; Segrestin et Bastick, 1996) ;

La méthode adoptée par Schlosser (1981), Segrestin et Bastick (1996) a été mise en œuvre. Dans cette méthode, la loi de traction prise en compte correspond à la loi classique de type Hooke  $\mathbf{T} = \mathbf{J} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}$  (Figure III.14). Quant à la loi de frottement, elle est de type élastoplastique (Cambefort, 1964). Le frottement est représenté par le coefficient de frottement apparent  $\mathbf{f}$  (Figure III.15).

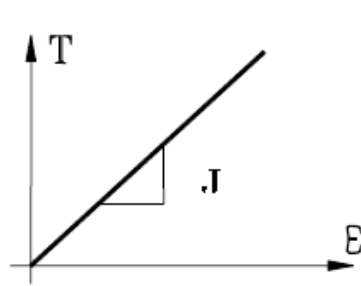


Figure III.14. Loi de traction

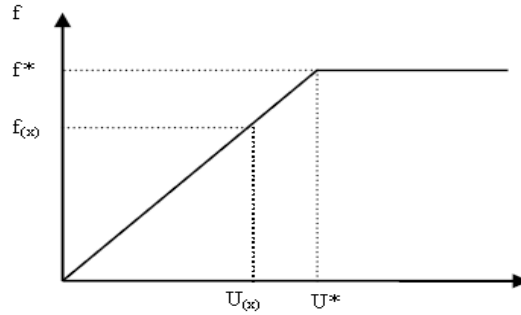


Figure III.15. Loi de frottement local

Le principe de la méthode réside dans l'écriture de l'équilibre des efforts de chaque tronçon de longueur infinitésimale d'une inclusion orientée positivement de la queue **Q** vers la tête **T**. Cette inclusion subit un effort de cisaillement  $\tau$  le long de sa surface lorsqu'elle est soumise à une traction  $T_T$  et un déplacement  $U_T$  en tête (Figure III.16).

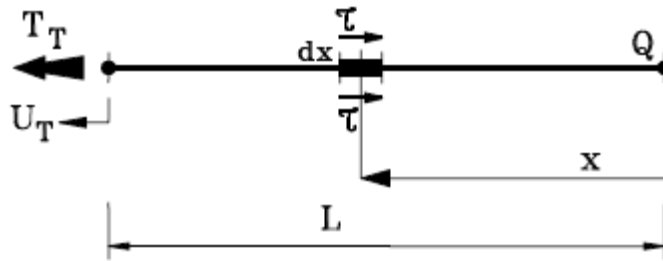


Figure III.16. Modélisation de l'armature

Le long d'un élément de longueur  $dx$  et de largeur  $b$ , l'effort élémentaire est donné par (1) :

$$dT(x) = 2bf(x)\sigma_v dx \tag{1}$$

La figure (III.13) permet de déduire (2)

$$\frac{dT(x)}{dx} = \frac{2bf^* \sigma_v}{U^*} U(x) \tag{2}$$

La déformation locale  $\epsilon(x)$  au point d'abscisse  $x$  est tirée de la loi de traction de l'inclusion (Figure III.16) :

$$\frac{dU(x)}{dx} = \frac{T(x)}{J} = \epsilon(x) \tag{3}$$

La combinaison des équations précédentes (1, 2 et 3) et leur développement analytique sont effectués pour trois phases différentes de mobilisation de l'armature (Segrestin et Bastick, 1996) :

- ✓ une première phase ( $U_T < U^*$ ) où l'armature est en cours de mobilisation,
- ✓ une deuxième phase ( $U_T > U^*$  et  $U_Q < U^*$ ) où le frottement maximum est mobilisé en tête mais en cours de mobilisation en queue
- ✓ et une troisième phase ( $U_T > U^*$  et  $U_Q > U^*$ ) où la bande est entièrement mobilisée.

**1ère phase**  $U_T < U^*$  : L'armature est en cours de mobilisation

$$\frac{d^2T(x)}{dx^2} = \frac{1}{\rho^2} T(x) \quad (4)$$

avec  $\rho = \sqrt{\frac{JU^*}{2bf^*\sigma_v}}$

La solution générale de l'équation différentielle (4) conduit à l'équation (5) :

$$T(x) = Ash(x/\rho) + Bch(x/\rho) \quad (5)$$

Les constantes **A** et **B** sont déterminées en appliquant les conditions initiales.  $x = 0$  correspond à l'extrémité arrière de l'armature où la traction s'annule  $T(x) = 0$ , d'où  $B = 0$ . L'équation (5) s'écrit :

$$T(x) = Ash(x/\rho) \quad (5bis)$$

En tête d'armature  $x = l$ ,  $T = T_T$  :

$$T_T = Ash(l/\rho) \quad \text{d'où} \quad A = \frac{T_T}{sh(l/\rho)}$$

$$T(x) = T_T \frac{sh(x/\rho)}{sh(l/\rho)} \quad (5ter)$$

La dérivée de (5bis) :  $\frac{dT(x)}{dx} = \frac{A}{\rho} ch(x/\rho) = \frac{T_T sh(x/\rho)}{\rho sh(l/\rho)}$

Combiné avec l'équation (2) :

$$U(x) = \frac{JU^*}{pf^*\sigma_v} \frac{T_T}{J\rho} \frac{sh(x/\rho)}{sh(l/\rho)} = \frac{\rho T_T}{J} \frac{ch(x/\rho)}{sh(l/\rho)}$$

Pour  $x = l$   $U_T = \frac{\rho T_T}{Jth(l/\rho)}$  ,

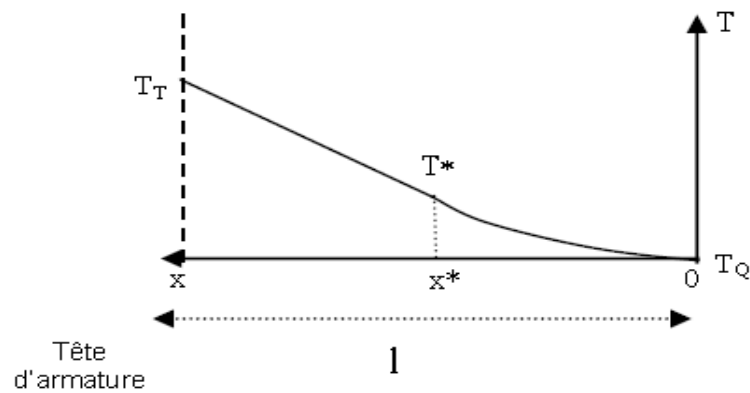
$$\text{ce qui permet d'écrire aussi : } U(x) = U_T \frac{ch(x/\rho)}{ch(l/\rho)} \quad (6)$$

$$\text{Et } T(x) = \frac{JU_T}{\rho} \frac{sh(x/\rho)}{ch(l/\rho)} \quad (7)$$

**2ème phase**  $U_T > U^*$ ,  $U_Q < U^*$  :

Le frottement est saturé en tête et en cours de mobilisation en queue.

Dans cette phase, le renforcement est divisé en deux parties (*Figure III.17*), une partie en tête ( $x > x^*$ ) où le frottement est complètement mobilisé et une partie en queue ( $x < x^*$ ) où le frottement est en cours de mobilisation.



**Figure III.17.** Variation de l'effort de traction le long du renforcement.

**Zone 1.**  $x > x^*$

$T^*$  et  $x^*$  évoluent avec l'évolution de l'effort de traction et des déplacements en tête. Ces deux variables sont déterminées par les équations (10) et (11).

$$dT(x) = 2bf^* \sigma_v dx \quad \text{et} \quad \frac{dU(x)}{dx} = \frac{T(x)}{J}$$

$$T(x) = T^* + 2bf^* \sigma_v (x - x^*) \quad (8)$$

$$U(x) = U^* + \frac{T^*}{J} (x - x^*) + \frac{bf^* \sigma_v}{J} (x - x^*)^2 \quad (9)$$

$$T^* = \frac{JU^*}{\rho} th(x^*/\rho) \quad (10)$$

$$\frac{bf^* \sigma_v}{J} (l - x^*)^2 + \frac{U^*}{\rho} (l - x^*) th(x^*/\rho) - (U_T - U^*) = 0 \quad (11)$$

**Zone 2.  $x < x^*$** 

Dans cette zone (*Figure III.17*), on peut appliquer les équations développées dans la **1ère phase**, où la longueur de l'armature serait  $l = x^*$  et la force de traction en tête  $T_T = T^*$ .

$$T(x) = T^* \frac{sh(x/\rho)}{sh(x^*/\rho)} = \frac{JU^*}{\rho} \frac{sh(x/\rho)}{ch(x^*/\rho)} \quad (12)$$

$$U(x) = \frac{\rho T^*}{J} \frac{ch(x/\rho)}{sh(x^*/\rho)} = U^* \frac{ch(x/\rho)}{ch(x^*/\rho)} \quad (13)$$

**3ème phase**  $U_T > U^*$ ,  $U_Q < U^*$ : la bande est entièrement mobilisée.

$$dT(x) = 2bf^* \sigma_v dx \quad ; \quad T(x) = 2bf^* \sigma_v x - C1 \quad \text{où } C1 \text{ est une constante}$$

$$\text{Pour } x=0, T(x)=0 \Rightarrow C1=0$$

$$T(x) = 2bf^* \sigma_v x \quad (14)$$

Ainsi que :

$$U(x) = \frac{2bf^* \sigma_v x^2}{J} - C2 \quad \text{Où } C2 \text{ est une constante}$$

$$\text{Pour } x=0, U(x)=U_Q \Rightarrow C2=U_Q$$

$$U(x) = \frac{2bf^* \sigma_v x^2}{J} + U_Q$$

Lorsque  $U_T$  est connu :

$$U_T = \frac{2bf^* \sigma_v l^2}{J} + U_Q$$

$$\text{Et } U(x) = U_T - \frac{2bf^* \sigma_v}{J} (l^2 - x^2) \quad (15)$$

La solution des équations obtenues dans les différentes phases permet de calculer les tractions et les déplacements à chaque point  $x$  de l'armature, pour chaque phase (Segrestin et Bastick, 1996).

### **III.5 Conclusion**

L'étude du comportement des interactions sol-géosynthétique au sein d'un massif de sol a mis en évidence le rôle essentiel de l'interface dans la stabilité générale des ouvrages en terre armé.

Différentes études expérimentales ont été réalisées sur les propriétés de l'interface sol-géosynthétique et les mécanismes d'interaction à l'aide d'essais d'arrachement et de cisaillement. Les résultats obtenus constituent une riche base de connaissance concernant la zone de contact.

La modélisation du comportement des éléments d'interface a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche ont montré clairement que la configuration et la géométrie des renforcements sont l'un des facteurs importants, qui influent sur l'interaction sol-géosynthétique au niveau de la zone d'ancrage.

---

*CHAPITRE IV :*  
*OUVRAGES EN SOL RENFORCÉ*

---

## IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on va présenter quelques méthodes pour l'étude des ouvrages en terre armée tels que murs de soutènement, fondations, et pentes instables. En plus de leur grand intérêt pratique, ces méthodes constituent un excellent outil didactique puisque leurs concepts sont généralement établis par combinaison des notions et des théories développées durant ces dernières décennies et les résultats expérimentaux obtenus soit à travers des essais sur des modèles réduits ou par observations des ouvrages réels. Les techniques présentées ci-après sont toujours en évolution continue.

## IV.2. Ouvrages de soutènement

Depuis le développement de concept de renforcement des sols et son application dans la réalisation des murs de soutènement en terre armée MSEW (*Mechanically Stabilized Earth Wall*), un certain nombre des méthodes de conception ont été proposées. Ces ouvrages, se comportent mécaniquement comme les murs-poids en supportant les pressions des terres principalement par frottement due à leur poids. La pratique actuelle consiste à déterminer les besoins en renforcement et dimensions, en se basant sur la notion d'équilibre limite, dont le but est d'assurer la stabilité interne et externe de l'ouvrage.

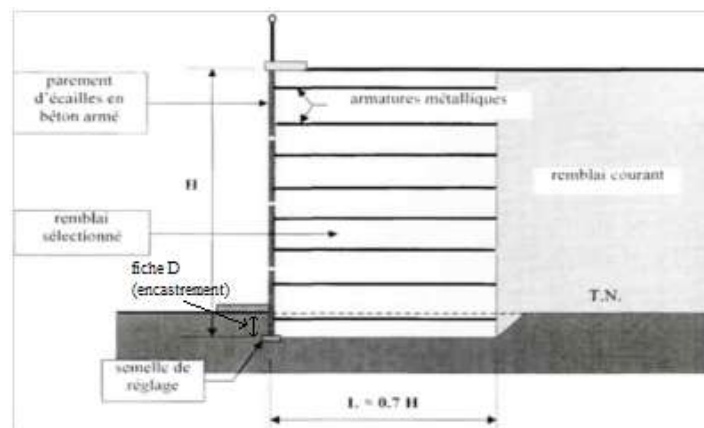


Figure IV.1: Éléments composant un ouvrage de soutènement en terre armé

### IV.2.1. Choix des dimensions et critères de conception

#### IV.2.1.1. Géométrie du mur et définition des propriétés du sol

Les éléments suivants doivent être définis ou établis par le concepteur:

- ✓ Hauteur du mur ;
- ✓ Les charges permanents (poids de sol et poussé de terre) et surcharge d'exploitation ;
- ✓ Charges sismiques;
- ✓ Propriétés mécaniques de sol renforcé et des sols de fondation
- ✓ Conditions des eaux souterraines.



#### IV.2.1.2. Le choix des critères de performance

Les critères de performance doivent refléter les conditions du site et les exigences selon les règlements en vigueur:

- ✓ Les facteurs de sécurité pour la stabilité externe (glissement, renversement etc....) ;
- ✓ Facteur de sécurité de la stabilité globale ;
- ✓ Tassement différentiel maximum;
- ✓ Déplacement horizontal maximum;
- ✓ Facteur de sécurité via à vis de la stabilité sismique ;
- ✓ Durée de vie de l'ouvrage.

#### IV.2.1.3. L'encastrement de la fiche

Une profondeur d'encastrement  $D$  est habituellement exigée en raison du risque d'affouillement ou de l'érosion à proximité du parement, de la profondeur du gel. La fiche  $D$  doit être supérieure à la valeur minimale définie en fonction de la contrainte de référence  $q_{ref}$  calculée sous l'ouvrage, avec une valeur minimale de **0,40 m**.

*Tableau IV.1 : Pente du terrain aval et  $D_m / q_{ref}$  (m/kPa)*

Pente du terrain aval	$D_m / q_{ref}$ (m/kPa)
$\beta_p=0^\circ$	$1.5 \times 10^{-3}$
$\beta_p=18^\circ$	$3.0 \times 10^{-3}$
$\beta_p=27^\circ$	$4.5 \times 10^{-3}$
$\beta_p=34^\circ$	$6.4 \times 10^{-3}$

#### IV.2.1.4. Longueur des nappes de renforcement

La dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical en remblai renforcé est généralement voisine de  **$0,7 \times H_m$**  ( $H_m$  hauteur mécanique du parement). Cette longueur doit être augmentée en cas de surcharges sur le sol amont ou en présence d'un sol mou sous la fondation.

La longueur des différents lits de renforcement est fixée par le respect des conditions de stabilités externe et interne et par des considérations géométriques visant à conserver à la section du massif armé l'aspect d'un bloc de forme régulière.

Ainsi:

- ✓ Chaque changement de longueur entre lits de renforcement consécutifs dans l'ouvrage est limité à la plus grande des deux valeurs :  **$0,15 \times H_m$**  et **1 m**.
- ✓ La longueur minimale est de  **$0,4 \times H_m$**  en pied et n'est pas inférieure à  **$0,5 \times H_m$**  en moyenne pour un mur à parement vertical.

#### IV.2.1. 5. Espacement des nappes de renforcement

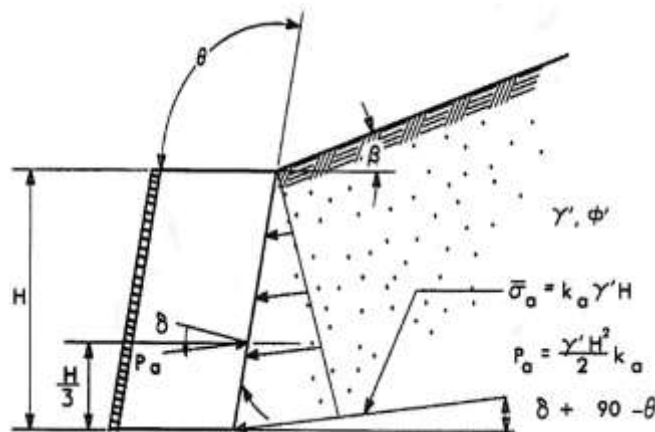
Le tableau ci-dessous précise l'espacement relatif  $S_v / H_m$  des lits en fonction de la longueur du lit inférieur  $L_{inf}$  et de la hauteur mécanique  $H_m$  :

**Tableau IV.2 :** Espacement relatif maximal  $S_v/H_m$  en fonction du rapport  $L_{inf}/H_m$

$L_{inf} / H_m$	$S_v / H_m$
$L_{inf} / H_m \leq 0.55$	$\leq 1/8$
$0.55 < L_{inf} / H_m \leq 0.65$	$\leq 1/6$
$0.65 < L_{inf} / H_m \leq 0.75$	$\leq 1/4.5$
$0.75 < L_{inf} / H_m$	-----

#### IV.2.1. 6. Pressions latérales des Terres

Les calculs de stabilité pour des murs renforcés sont faits en supposant que la masse de mur en terre armée agit comme un corps rigide. Cette masse est soumise au niveau de la limite arrière des inclusions, à la pression des terres actives comme présenté sur la figure (IV.2).



**Figure IV.2:** Procédures de calcul pour des pressions de la terre active (Analyse de Coulomb).

Le coefficient de poussée est calculé :

- Pour des écrans vertical ( $\lambda = 0$ ) et une pente horizontale ( $\beta = 0$ ) comme suit :

$$k_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

- Pour un mur vertical ( $\lambda = 0$ ) avec une pente de surcharge ( $\beta \neq 0$ ) on a :

$$k_a = \cos \beta \left[ \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right]$$

- Pour un parement avant incliné ( $\lambda \neq 0$ ), avec une pente ( $\beta \neq 0$ ) et frottement entre le sol et l'écran ( $\delta \neq 0$ ) Coulomb comme suit :

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos(\lambda - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\lambda - \delta) \sin(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

Où :

**B**: angle d'inclinaison du terrain par rapport à l'horizontale,

**$\beta$** : est l'inclinaison d'une face horizontale, comme indiqué dans la (Figure IV.1),

**$\delta$** : l'angle l'inclinaison de parement,

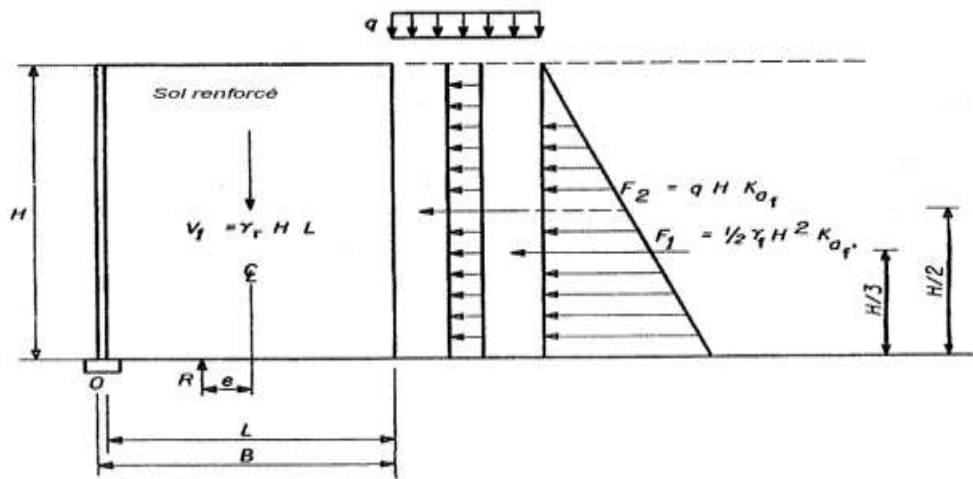
**$\varphi$** : L'angle de frottement interne caractéristique du remblai armé.

Tous les angles sont positifs et ( $\beta < \delta < \varphi$ ).

L'angle de l'inclinaison  $\delta$  de la poussée à l'arrière du massif par rapport à la normale à l'écran dépend de nombreux facteurs. Dans le cas général d'un ouvrage à parement vertical construit en remblai homogène sur sol de fondation, sans talus au sommet, cette inclinaison est évaluée par la formule :

$$\delta = \min \{ 0,8(1-0,7L_d/H_m)\varphi ; 2/3.\varphi \}$$

Avec  $\varphi$  : angle de frottement interne caractéristique du remblai armé.



**Figure IV.3:** Pressions latérales due au poids du sol et surcharges sur un écran vertical et surface horizontale.

**e** : excentricité,

**q** : charge d'exploitation,

**R** : résultante des forces verticales

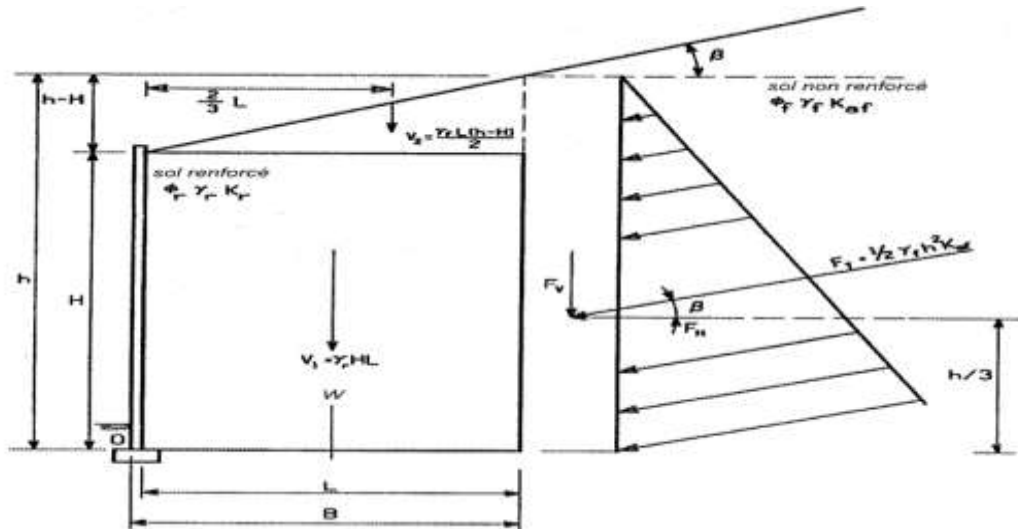


Figure IV.4: Analyse externe: pression de la terre / excentricité; cas de remblai en pente.

**Note :**

Le poids et les dimensions de parement n'interviennent pas dans la vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement et du renversement

**IV.2.2. Étude de la stabilité interne**

**IV.2.2.1 Principe**

Le choix des éléments de renforcement type, nombre et positions à l'intérieur du massif armé est appelé dimensionnement interne. Ce choix nécessite la connaissance de la distribution des efforts le long des lits de renforcement ainsi que du mécanisme d'interaction entre ces derniers et le sol. En effet, les mesures effectuées tant sur ouvrages réels que sur modèles réduits ont montré que la force de traction dans les armatures n'atteint son maximum qu'à une certaine distance en arrière du parement (Figure IV.5).

1. Zone active
2. Zone résistante (passive)
3. Ligne des tractions maximales  $l_m$
4. Parement
5. Traction
6. Traction le long d'un lit de renforcement de longueur L
7.  $l_a$  : longueur d'adhérence

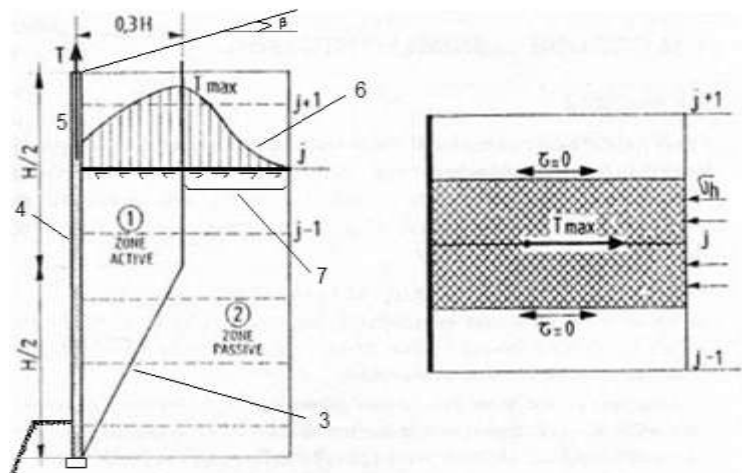


Figure IV.5: Ligne des tractions maximales ( $l_m$ ), Séparant zone active et zone résistante.

La ligne de traction maximum (notée  $l_{tm}$ ), qui joint les points de traction maximale sépare la zone active où les armatures retiennent le remblai, de la zone résistante où le frottement du remblai retient les armatures.

#### IV.2.2.2 Détermination

Le dimensionnement interne de l'ouvrage est justifié à l'état limite ultime, localement pour chaque lit de renforcement, vis-à-vis des critères de résistance et d'adhérence. La traction dans le lit de renforcement considéré est évaluée au parement et au maximum. L'effort de traction maximal  $\sigma_G$  du géosynthétique est spécifié dans la fiche technique du produit.

- a. Détermination de l'espacement vertical des nappes des géosynthétiques

$$S_v = \frac{\sigma_G}{\sigma'_a \cdot Fs}$$

- b. Détermination de la longueur des armatures

$$L = l_r + l_e ; \quad \text{Ou}$$

$$l_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\varphi'_1}{2}\right)} ; \quad l_e = \frac{S_v \sigma'_a (Fs)}{2\sigma'_0 \tan \varphi'_F}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_o \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a} ; \quad \sigma'_o = \gamma'_1 \cdot H ;$$

$$Fs = 1.5$$

$\varphi'_F$  : angle de friction à l'interface sol – géosynthétique ;

- Pour une interaction rigide :  $\varphi'_F = \varphi'_1$  ;
- Pour une interaction intermédiaire :  $\varphi'_F = 2/3 \times \varphi'_1$
- Pour une interaction lisse :  $\varphi'_F = 0$  ;
- $l_r$  : la longueur de géosynthétique située dans la zone active ;
- $l_e$  : La longueur d'encastrement de géosynthétique dans la zone résistante.

- c. Détermination de la Longueur de recouvrement :

$$l' = \frac{S_v \sigma'_a (Fs)}{4\sigma'_0 \tan \varphi'_F}$$

### IV.2.3. Étude de stabilité externe

#### IV.2.3.1. Principe

Bien qu'il s'agisse d'un matériau souple pouvant admettre des tassements différentiels importants, le massif renforcé peut en première approche être considéré comme un corps pesant indéformable, subissant les actions volumiques (poids déjaugé et inertie en cas d'accélération sismique), ainsi que les actions externes appliquées (diverses surcharges, poussée des terres à l'arrière du massif). Ces efforts engendrent une force résultante **R** au niveau de la base avec une excentricité '**e**' par rapport à l'axe du remblai (Figure IV.6).

La justification consiste à vérifier le renversement du bloc ensemble et la résistance au glissement du mur au niveau de sa base, ainsi que la portance du sol de fondation.

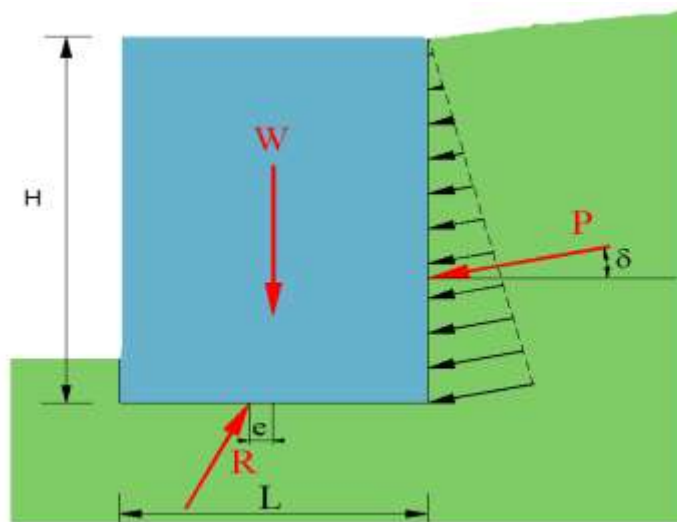


Figure IV.6 : Ensemble des forces appliquées à un mur de soutènement

#### IV.2.3.2. Actions volumiques

Le poids s'applique à l'ensemble du volume armé dont la limite géométrique est schématisée sur la Figure (IV.7). La force d'inertie due au séisme est supposée s'appliquer avec l'accélération de calcul sur tout le volume.

1. Écran fictif pour le calcul de la poussée des terres
2. Limite conventionnelle du massif armé
3. Zone prise en compte pour l'effort dynamique (interne) horizontal en stabilité externe

$$L_d = (\text{surface grisée}) / H_e$$

Avec  $H_e$  : hauteur de l'écran = longueur moyenne des lits de renforcement

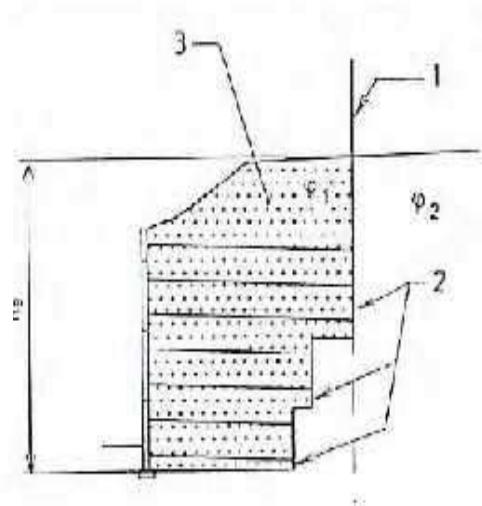


Figure IV.7 : Actions volumiques pour le dimensionnement externe.

#### IV.2.3.4. Vérification vis-à-vis du renversement

La vérification de la stabilité d'un mur de soutènement en terre armée vis-à-vis du renversement sur sa base inférieure s'effectue en calculant un coefficient de sécurité  $F_{sr}$  qui est égal au rapport des moments résistants sur les moments moteurs :

$$F_{s.r} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o}$$

Les moments sont calculés par rapport au point B sous le parement.

→ Calcul de la force de poussée sur le parement :

- La composante horizontale

$$P_{ah} = \frac{1}{2} k_a \cdot \sigma'_0 \cdot H - 2c' \sqrt{k_a} \cdot H + k_a \cdot q \cdot H$$

Avec  $\sigma'_0 = \gamma'_1 \cdot H$  et  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) une surcharge sur le remblai

- La composante verticale  $P_{av} = P_{ah} \tan \delta$

→ Calcul du poids de terre :  $W = \gamma \cdot V$

#### IV.2.3.5. Vérification vis-à-vis du glissement

La vérification vis-à-vis du glissement sur la base inférieure s'effectue en calculant un coefficient de sécurité  $F_s$  qui est égal au rapport des forces horizontales résistantes sur les forces horizontales motrices :

$$F_{sg} = \frac{(\sum F_r) \tan(k\phi'_1)}{\sum F_o} \geq 3 \quad k = \frac{2}{3}$$

#### IV.2.3.6. Vérification vis-à-vis de la capacité portante

La vérification vis-à-vis de la capacité portante s'effectue en calculant un coefficient de sécurité  $F_{sc}$  qui est égal au rapport de la capacité portante ultime du sol de fondation sur la contrainte  $\sigma_0$  du remblai à la profondeur  $Z = H$  :

$$F_{sc} = \frac{q_{ult}}{\sigma_0} \geq 3 \text{ à } 5 \quad \text{selon l'importance de l'ouvrage}$$

$$q_{ult} = qN_q + \frac{1}{2} \gamma_2 L'_2 N_\gamma + c'_2 N_c$$

$$L'_2 = L_2 - 2e \quad ; \quad e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_r - M_0}{\sum W}$$

Avec

$q_{ult}$  : la capacité portante ultime du sol de fondation ;

$N_q, N_\gamma$  et  $N_c$  : facteur de capacité portante du sol de fondation ;

$L'_2$  : la longueur effective.

#### IV.2.4. Stabilité globale

La stabilité globale est déterminée par l'analyse de la zone de glissement, elle peut être effectuée par l'étude de stabilité du talus en utilisant une méthode classique comme la méthode de tranches.

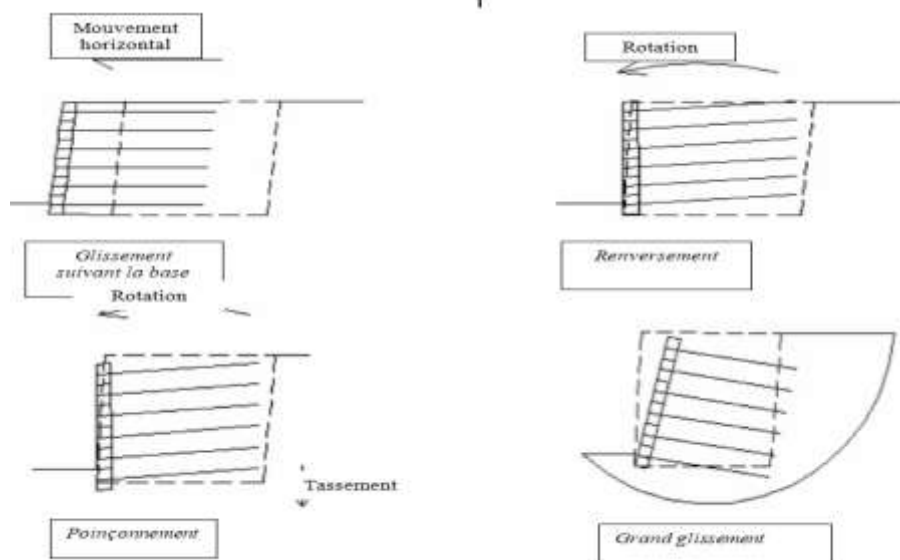
Le mur en sol renforcé est considéré comme un corps rigide et on considère uniquement des surfaces de glissement, qui se trouvent totalement en dehors de la zone de la masse renforcée. Si le facteur de sécurité  $F_{s_{min}}$  est inférieur à la valeur spécifiée, il faut augmenter la longueur de renforcement ou améliorer le sol de fondation.

#### IV.2.5. Modes de ruptures

##### IV.2.5.1. Ruptures dues à la Stabilité externe

L'effondrement dû à la stabilité externe peut se produire de 4 manières différentes dans les murs de soutènement en sol renforcé suivant les indications de la (Figure IV.8), Ils sont :

- ✓ Glissement suivant la base.
- ✓ Renversement.
- ✓ Poinçonnement.
- ✓ Grand glissement.



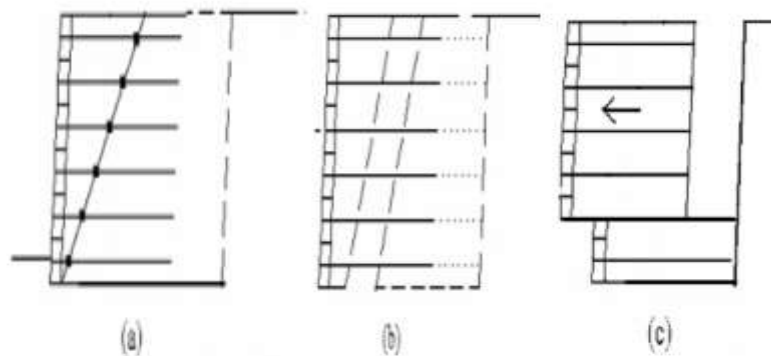
**Figure IV.8:** Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé



### IV.2.5.2 Ruptures dues à la Stabilité interne

Les différents modes de ruptures dues à la stabilité interne murs de soutènement en sol renforcé sont :

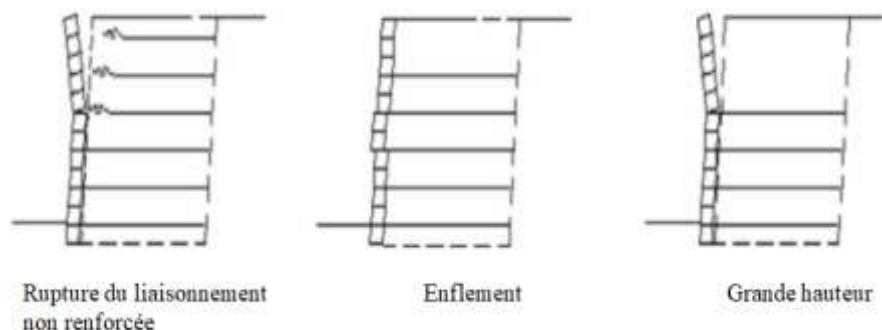
- ✓ Rupture en traction des armatures si la résistance des armatures est Insuffisante (Figure IV.9-a) ;
- ✓ Arrachement des armatures si la résistance à l'arrachement des armatures est Insuffisante (Figure IV.9-b);
- ✓ Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (Figure IV.9-c).



*Figure IV.9: Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé*

### IV.2.5.3 Ruptures dues à la Stabilité du parement

Il est possible d'observer des effondrements du parement, si les éléments de façade ne sont pas conçus convenablement ou les joints entre les renforts et ces éléments ne sont pas suffisants. Les différents modes de ruine sont montrés dans la (Figure IV.10).



*Figure IV.10: Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé*

### IV.3. Fondations superficielles

Les recherches sur le renforcement des sols par géotextiles ont permis de mettre en évidence, la possibilité des géotextiles à renforcer les sols. Cette disposition se traduit soit par une limitation des déformations de l'ouvrage sous une charge donnée, ou par une augmentation de sa capacité portante.

Pour résoudre les problèmes associés aux sols de faible portance, une des solutions procurées consiste à renforcer les sols de fondation par des géosynthétiques.

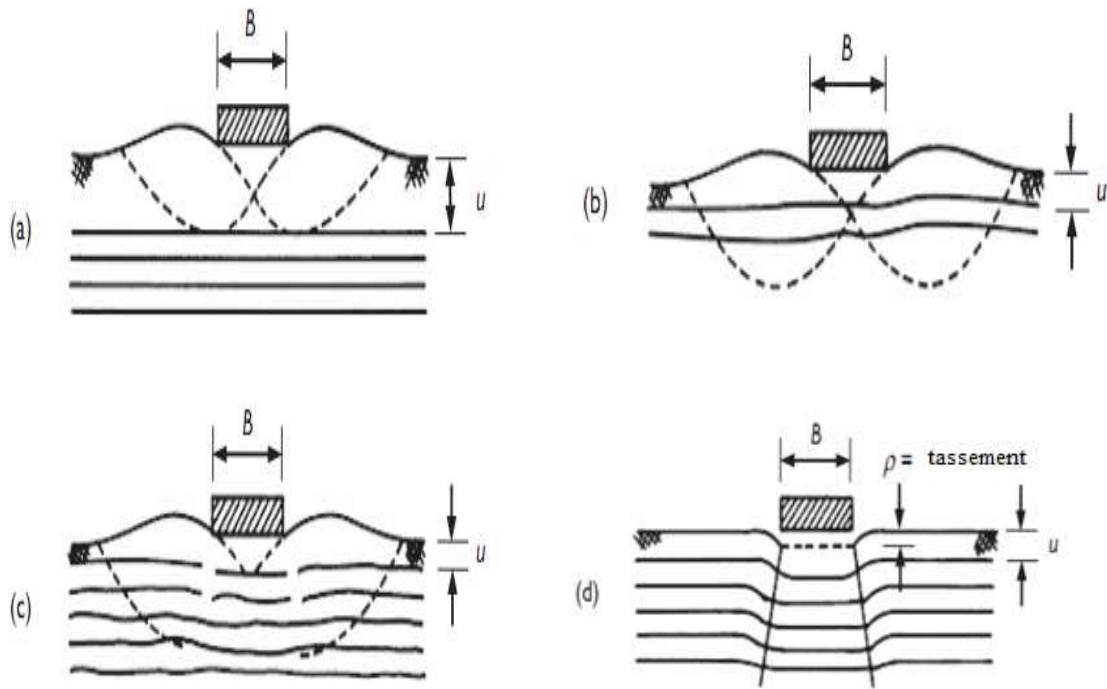
#### IV.3.1. Prés-dimensionnement

L'approche de conception de base pour les sols de fondation renforcés par des géosynthétiques doit tenir compte de leurs modes (ou mécanismes) de rupture.

##### IV.3.1.1. Modes de Rupture

Les modes de rupture potentiels possibles sont les suivants :

- a) *Rupture du sol au-dessus de la couche géosynthétique la plus élevée*: Ce type de rupture semble susceptible de se produire si la profondeur de la couche la plus haute de renforcement (**u**) est supérieure à environ  $\frac{2}{3}$  de la largeur de la semelle (**B**) (Figure IV.11-a), c'est-à-dire  $u/B > 0,67$ . Ce type de problèmes de capacité portante correspond à la capacité portante d'une semelle sur le lit de sol peu profond à une forte rigidité ;
- b) *Arrachement de la nappe géosynthétique*: la rupture est susceptible de se produire pour les armatures peu profondes ( $u/B < 0,67$ ) et le nombre des nappes d'armature,  $N < 3$ ) (Figure IV.11-b) ;
- c) *Rupture des nappes géosynthétiques* : ce type de rupture est susceptible de se produire avec des armatures longues, peu profondes ( $u/B < 0,67$ ,  $N > 3$  ou  $4$ ). Les nappes de renforcement se rompent toujours approximativement sous le bord ou vers le centre de la semelle (Figure IV.10-c). La nappe supérieure est la plus susceptible de céder en premier lieu, suivie par la nappe profonde suivante et ainsi de suite ;
- d) *Rupture par fluage de la nappe géosynthétique*: cette rupture peut se produire en raison d'un tassement à long terme causé par des surcharges soutenues et une relaxation des contraintes géosynthétiques ultérieure (Figure IV.11-c).



**Figure IV.11** Modes de rupture possibles des fondations peu profondes renforcées par géosynthétique :

- (a) rupture par cisaillement de sol au-dessus de la nappe de géosynthétique supérieure ;
- (b) arrachement de la nappe de géosynthétique ;
- (c) rupture de la nappe de géosynthétique ;
- (d) rupture par fluage de la nappe de géosynthétique

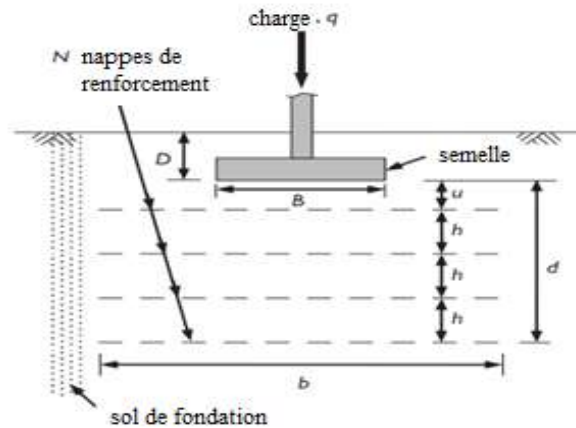
(D'après Binquet et Lee, 1975a ; Shukla, 2002a, 2012b ; Koerner, 2005).

#### IV.3.1.2. Paramètres affectants la capacité portante

Un grand nombre d'études ont été menées pour évaluer les effets bénéfiques du renforcement des sols avec des géosynthétiques en ce qui concerne la capacité portante et le taux de tassement des fondations superficielles. Ils concluent que le renforcement géosynthétique augmente la capacité portante du sol de fondation et diminue l'épaisseur du remblai nécessaire pour le même taux de tassement. Les paramètres affectant la capacité portante des sols pour fondations renforcées par des géosynthétiques sont résumés comme suit (Figure IV.12). :

- ✓ profondeur de la semelle,  $D$
- ✓ largeur de la semelle,  $B$
- ✓ résistance du sol de fondation,  $\tau_f$
- ✓ profondeur sous la semelle de la première nappe de géosynthétique,  $u$
- ✓ profondeur sous la semelle de la nappe de géosynthétique la plus basse,  $d$
- ✓ nombre de nappes de géosynthétiques,  $N$
- ✓ espacement vertical des nappes de géosynthétiques,  $h$
- ✓ largeur des nappes de renforcement géosynthétique,  $b$
- ✓ résistance à la traction du renforcement géosynthétique,  $\sigma_G$

Les paramètres,  $u$ ,  $N$  et  $h$  sont dépendants. Il a été rapporté que plus de trois nappes de géosynthétiques ne sont pas bénéfiques, et la taille optimale de la nappe de géosynthétique est d'environ trois fois la largeur de la semelle  $B$ . Pour des effets avantageux, les nappes géosynthétiques doivent être posées à une profondeur égale à la largeur de la semelle. L'espacement vertical optimal des nappes de renforcement géosynthétique est compris entre  $0,2B$  et  $0,4B$ . Pour un sol renforcé monocouche, la profondeur d'encastrement optimale est d'environ  $0,3B$ .



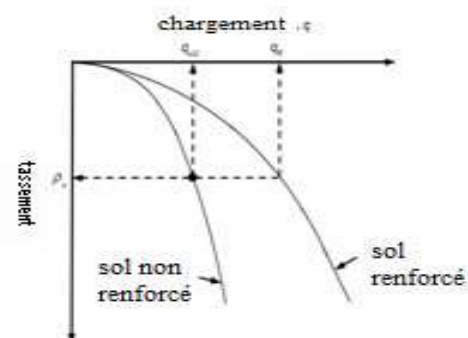
$$D/B \leq 4$$

**Figure IV.12** Paramètres géométriques du sol de fondation renforcé par géosynthétique.

Pour exprimer l'amélioration de manière pratique, ainsi que pour comparer les résultats d'essais, le rapport de capacité portante **BCR** (**B**earing **C**apacity **R**atio), est couramment utilisé. Ce terme est défini comme :

$$BCR = \frac{q_R}{q_{uU}}$$

Où  $q_{uU}$  est la capacité portante ultime du sol non armé, et  $q_R$  est la capacité portante du sol renforcé par géosynthétique pour un tassement de la semelle  $\Delta s$  identique. La figure (IV.13), montre les courbes typiques de charge-tassement pour un sol avec et sans renforcement, et illustre comment  $q_{uU}$  et  $q_R$  sont déterminés.



**Figure IV.13:** Les courbes chargement-tassement avec et sans renforcement.

### IV.3.2. Capacité portante pour les fondations

Quand une charge est appliquée graduellement à une fondation reposant sur un sol, on observe une augmentation du tassement selon la courbe chargement-tassement (Figure IV.14) : au début, pour des faibles charges, le tassement est relativement faible et principalement élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine limite on constate deux types de comportement selon la nature du sol :

- Pour les sols compacts (peu compressibles) le tassement continue sans qu'il y ait une augmentation de la charge courbe (a) (Figure IV.14).
- Pour les sols compacts (compressibles) le tassement se stabilise jusqu'à ce que l'on augmente la charge courbe (b) (Figure IV.14).

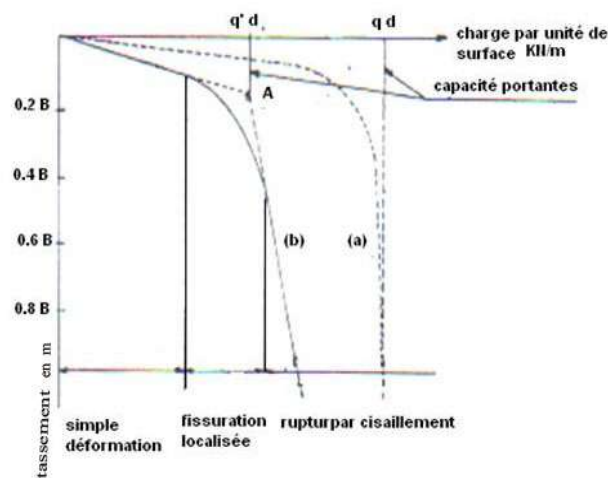


Figure IV.14 : Courbe chargement-tassement.

Le point A caractérise le seuil théorique de rupture du sol (rupture par cisaillement). Il détermine la capacité portante qui est la pression maximale pouvant être appliquée à un sol sans subir de rupture. Si on le dépasse on aura une rupture, qui dépend :

- des paramètres de la résistance de cisaillement du sol ( $c$ ,  $\phi$ ),
- de la forme et des dimensions de la fondation,
- de la profondeur de la fondation.

#### IV.3.2.1 Capacité portante pour les sols non renforcés

Pour cette étude on considère le cas d'une fondation superficielle (Figure II.19), dans ce cas la capacité portante est donnée par la formule suivante :

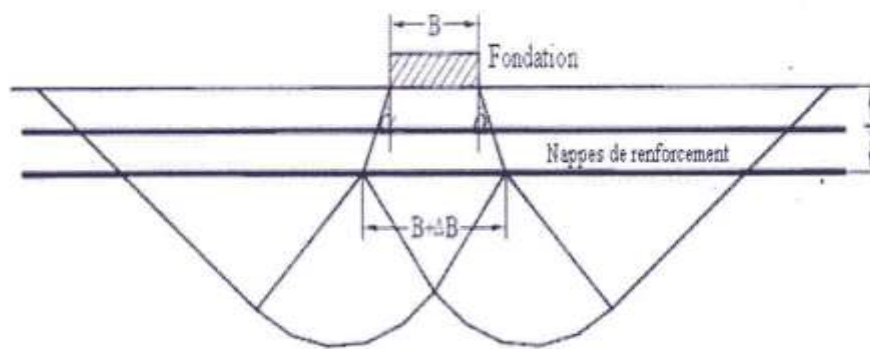
$$q_u = q \cdot N_q + \frac{B}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma + c \cdot N_c$$

$N_q$ ,  $N_\gamma$  et  $N_c$  : sont les facteurs de la capacité portante dépendent de  $\phi$ .

### IV.3.2.2 La capacité portante pour les sols renforcés

Plusieurs méthodes ont été développées pour l'évaluation de la capacité portante des sols renforcés Méthode de Binquet et Lee (1975) ; Méthode de Huang et Menq (1997) ; Méthode de Michalowski (2004).

La méthode de Huang et Menq (1997) est basée sur les mécanismes de rupture proposés par Schlosser et al. (1983). Le concept de base de ce mécanisme de rupture est que la capacité portante d'une fondation (largeur: B) reposant sur un sol renforcé est équivalente à celle d'une fondation plus large (largeur: B+ΔB) reposant sur un sol non renforcé avec un encastrement égal à d (profondeurs totales de renforcement) (*Figure IV. 20*).



*Figure IV.15: Fondation reposant sur un sable renforcé (D'après Huang et Menq1997).*

Pour le sol non renforcé :

$$q_{u(D_f=0)} = \eta \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Pour le sol renforcé :

$$q_{u(R)} = q_{u(D_f=d)} = \eta \cdot \gamma \cdot (B + \Delta B) \cdot N_\gamma + \gamma \cdot d \cdot N_q$$

**q<sub>1</sub>** : Capacité portant du sol non renforcé ;

**q<sub>2</sub>** : Capacité portant du sol renforcé ;

**H** : Coefficient dépendant de la forme de la fondation:

$\eta = 0.5$  pour semelle filante;       $\eta = 0.4$  pour semelle carrée;

**D<sub>f</sub>** : Encastrement de la fondation ;

**ΔB** : Augmentation de la largeur du fondation due à l'introduction des nappes de renforcement.

$$\Delta B = (2 \cdot d) \cdot \tan \beta$$

Cette augmentation est basée sur des données expérimentales de différents chercheurs, Huang et Menq ont obtenu l'équation qui estime l'angle de distribution des contraintes dans le sol.

$$\tan \beta = 0.680 - 2.071 \left( \frac{h}{B} \right) + 0.743CR + 0.030 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.076N$$

Cette relation est valable pour :

$$\tan \beta > 0; \quad 0.25 \leq \frac{h_f}{B} \leq 0.5; \quad 0.02 \leq CR \leq 1.0; \quad 1 < \frac{L}{B} \leq 10; \quad 1 \leq N \leq 5$$

Où :

**h** : La distance verticale entre deux nappes consécutives.

**B** : largeur de la fondation

**N** : Nombre des nappes de renforcement.

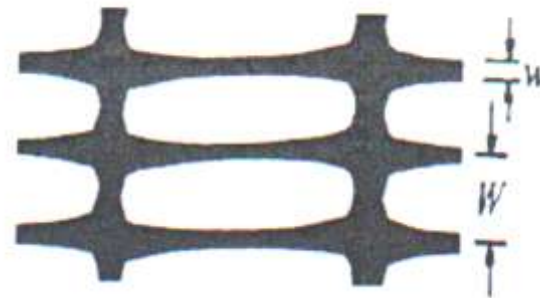
**L** : Longueur des nappes de renforcement.

**CR**: Rapport de couverture.

$$CR = \frac{w}{W}$$

**w** : largeur de la bande de renforcement (Figure II.21).

**W** : Distance horizontale entre axes des bandes.



**Figure IV.16:** Dimensions des ouvertures et d'épaisseur de ruban de la géogrid.

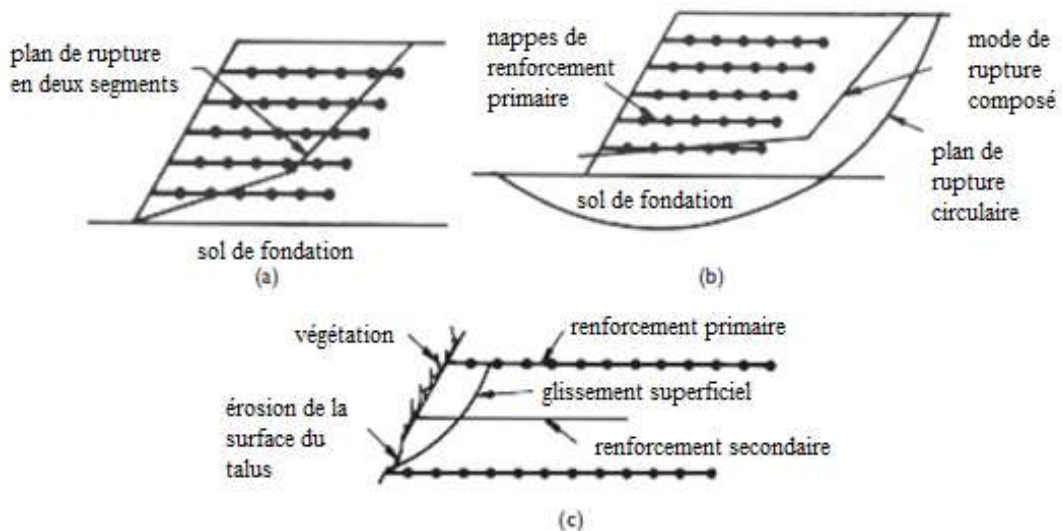
## IV.4. Stabilité des pentes

La stabilisation des pentes est l'une des tâches les plus délicates pour les ingénieurs géotechniciens. La normalisation n'est pas possible en raison de la diversité des cas observés sur les terrains. L'utilisation de géosynthétiques permet une réduction des travaux de terrassement en modifiant la géométrie et permet également l'utilisation de sols avec des propriétés mécaniques améliorées.

Le renforcement des pentes par géosynthétiques est conçu pour satisfaire les trois modes de stabilité de base suivants:

- ✓ stabilité interne (Figure IV.17-a) ;
- ✓ stabilité globale (Figure IV.17-b) ;
- ✓ stabilité superficielle (Figure IV.17-c) ;

Le facteur de sécurité doit être approprié pour les conditions à court terme et à long terme et pour tous les modes de rupture possibles, analogues à ceux des pentes non renforcées.



**Figure IV.17:** Modes de défaillance : (a) stabilité interne ; (b) la stabilité globale ; (c) stabilité superficielle (d'après Simac, 1992).

### IV.4.1. La stabilité interne

Cette procédure consiste le contrôle de la quantité, la résistance, la longueur et l'espacement vertical des éléments de renforcement primaires. Au fur et à mesure que le système se mène vers la rupture, le sol se déforme, créant une tension dans les renforcements à travers le plan de rupture. Une analyse d'équilibre limite peut être effectuée pour déterminer la valeur de force de tension dans chaque armature, indispensable pour maintenir l'équilibre avec un coefficient de sécurité raisonnable ( $F_{S(\min)} = 1.5$ ).



#### IV.4.2. La stabilité globale

Comporte l'analyse conventionnelle de la stabilité des pentes pour des éventuelles ruptures potentielles totales autour de la masse de sol renforcée. La stabilité globale de l'ensemble est généralement contrôlée par le sol de fondation. L'influence de la résistance du sol de fondation, des conditions de la nappe phréatique, de la stratigraphie du sol, des surcharges imposées et de la géométrie de la pente doit être analysée pour assurer une performance satisfaisante. Un mode de rupture composé doit également être analysé, où la rupture potentielle passe partiellement à travers la masse de sol renforcée.

#### IV.4.3. La stabilité superficielle

Détermine les exigences de renforcement secondaires pour la pente dont le but d'empêcher l'affaissement superficiel de la face de la pente pendant et après la construction. Selon l'ampleur des forces d'érosion imposées sur le versant, l'expérience disponible suggère un espacement vertical maximum de 60 cm entre les nappes de renforcement secondaires, recommandés pour une longueur minimale de 120 cm.

Le renforcement secondaire peut également être préconisé à chaque levée de compactage, à des intervalles d'environ 22 à 30 cm, dans le cas de certains sols non cohérents.

#### IV.4.4. Prés-dimensionnement et étapes de calculs

Les grandes étapes de la conception d'une pente renforcée peuvent être enchaînées comme suit :

**Étape 1 :** Définir les dimensions géométriques de la pente (hauteur,  $H$  ; angle,  $\beta$ ).

**Étape 2 :** Définir les conditions de chargement (poids, surcharge, et charge dynamique).

**Étape 3 :** Déterminer les propriétés techniques (perméabilité, résistance au cisaillement et paramètres de consolidation) des sols du talus et de fondation.

**Étape 4 :** Localiser la nappe phréatique. Pour les projets de réparation de pentes et de glissements de terrain, identifier la cause de l'instabilité et spécifier la surface de rupture précédente.

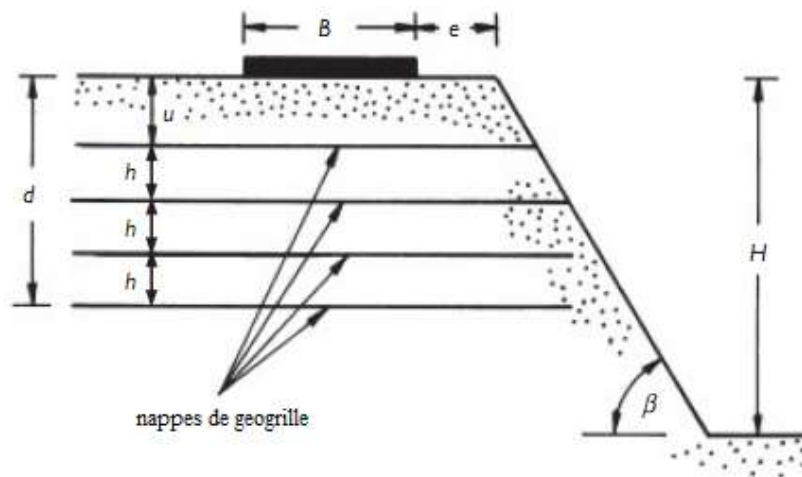
**Étape 5 :** Déterminer les propriétés physiques, mécaniques et chimiques du remblai renforcé disponible.

**Étape 6 :** Établir la section et les propriétés mécaniques des renforcements. Le choix du géosynthétique doit également tenir compte les conditions de drainage, et des exigences environnementales.

**Étape 7 :** Déterminer le facteur de sécurité de la pente non renforcée et établir l'exigence de renforcement géosynthétique (espacement vertical et longueur) sur la base de l'analyse de stabilité interne.

**Étape 8 :** Vérifier les facteurs de sécurité vis-à-vis la stabilité externe, y compris le glissement, la rupture de sol de fondation, le tassement, et la rupture profonde de la pente. Les valeurs minimales du facteur de sécurité sont généralement prises à **1.5 ; 2 ; 1.3 et 1.1**, respectivement.

**Étape 9 :** Vérifier les exigences relatives au contrôle et le drainage des eaux de surface et souterraines, pour maintenir la stabilité de la pente.



**Figure IV.18:** Paramètres géométriques pour une fondation en bande de surface sur la pente d'argile renforcée par géogrille (d'après Das et al. 1996)

#### IV.4.5. Calcul de stabilité des pentes

Par rapport à d'autres alternatives, les structures de pente de sol renforcées par les géosynthétiques sont une option rentable pour la stabilisation des pentes. Du point de vue de la stabilité, une pente donnée ou proposée doit répondre aux exigences de sécurité, à savoir :

- ✓ La masse de sol sous des charges données doit avoir un facteur de sécurité adéquat par rapport à la rupture par cisaillement ;
- ✓ La déformation de la masse de sol sous chargement ne doit pas dépasser les limites tolérables requises.

Les analyses sont généralement faites pour les conditions les plus défavorables, qui peuvent prendre place sur le terrain.

Les méthodes d'équilibre limite basées sur le concept de tranches, développées pour l'analyse des pentes non renforcées, ont été étendues à l'analyse des pentes en terre armée, prenant en compte l'effet de la présence des renforcements. Il existe essentiellement quatre approches, pour étudier la stabilité des talus du sol renforcé par géosynthétique (Shukla, 2002b, Shukla 2012a) :

- Méthode d'équilibre limite;
- Méthode des 3 lignes de glissement ;
- Méthode numérique d'éléments finis.

#### IV.5 Étude analytique d'un mur de soutènement

Pour une approche analytique nous avons choisis d'étudier le dimensionnement et la vérification de stabilité, d'un mur de soutènement en terre renforcé par géogrille dont les caractéristiques sont définies comme suit.

##### IV.5.1 pré-dimensionnement

- Géométrie du mur et définition des propriétés de sol

Le mur a une hauteur totale de **6 m**, et constitue de quatre blocs de parement de **150 cm**, prennent appui sur une plateforme de pose, l'ensemble est fondé sur une couche de sol. Les de remblai et sol de fondation groupées dans la figure (IV.19) La nappe phréatique se trouve à une grande profondeur, elle n'a aucune influence sur l'ouvrage.

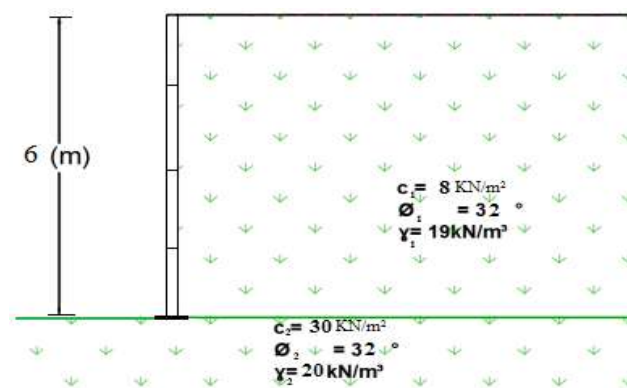


Figure IV.19: géométrie du mur en géogrille

- Le choix des critères de performance

Le choix des critères de performance conditionne la bonne stabilité de l'ouvrage, par conséquent cette étape nécessite une attention particulière pour le bon déroulement

des calculs. Pour une meilleure stabilité les critères de performance sont choisis comme suit :

- La valeur minimum du facteur de sécurité pour la stabilité externe est pris égale à :

$$F_s_r = F_s_g = F_s_c = 3$$

- Les caractéristiques des géogrilles de renforcement choisis sont données dans le tableau (IV. 3).

**Tableau IV.3 :** Caractéristique des géogrilles utilisés

Type de géogrille RE560	
Force de traction admissible	$\sigma'_G = 59,17 \text{ KN/m}$
Coefficient de sécurité contre la rupture	$FS_{(B)} = 1,5$
Coefficient de sécurité contre l'arrachement	$FS_{(p)} = 1,5$

➤ Fiche d'encastrement

La profondeur d'encastrement est considérée nulle du fait de l'existence d'une couche de fondation très résistance.

➤ Longueur des lits de renforcement

- La longueur minimale des géogrilles de renforcement est donnée par :

$$L_{\min} = 0,7 \times H = 0,7 \times 6 = 4,2 \Rightarrow \boxed{L_{\min} = 4,2 \text{ m}}$$

- La longueur minimale pied de parement est :

$$L_{\text{inf}} = 0,5 \times H = 0,5 \times 6 \Rightarrow \boxed{L_{\text{inf}} = 3 \text{ m}}$$

➤ Espacement des lits de renforcement

La valeur de l'espacement vertical minimum des bandes de géogrilles est égale à :

$$\frac{L_{\text{inf}}}{H} = \frac{3}{6} = 0,5 < 0,55 \Rightarrow \boxed{Sv_{\min} = 75 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow \frac{Sv}{H} = \frac{1}{8} \Rightarrow Sv = \frac{H}{8} = \frac{6}{8} = 0,75$$

➤ Pressions latérales des Terres

La pression latérale des terres est égale à :

$$P_{a(h)} = \frac{1}{2} K_a \sigma'_0 H - 2cH\sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_0 = \gamma'_1 H = 19 \times 6 = 114 \text{ kPa}$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{32}{2} \right) \Rightarrow$$

$$K_a = 0,31$$

$$\text{alors } P_{a(h)} = \frac{1}{2} \times 0,31 \times 114 \times 6 - 2 \times 8 \times 6 \sqrt{0,31} = 84,2 \text{ kPa}$$

$$P_{a(h)} = 84,2 \text{ KN/m}$$

$$P_{av} = P_{ah} \tan \delta = 0$$

#### IV.4.2 Stabilité interne

➤ Détermination de l'effort de traction maximal

L'effort de traction maximal  $\sigma_G$  des géogrilles est pris égal à **59,17 KN/m**

➤ Détermination de l'espacement vertical

$$S_v = \frac{\sigma_G}{\sigma'_a \cdot FS_B};$$

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_0 - 2c\sqrt{K_a} = 0,31 \times 19 \cdot z - 2 \times 8 \sqrt{0,31}$$

$$\Rightarrow \sigma'_a = 5,89z - 8,908 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{alors } S_v = \frac{59,17}{(5,89z - 8,908) \times 1,5} \Rightarrow S_v = \frac{59,17}{8,835z - 13,362}$$

➤ Détermination de la longueur des géogrilles

$$L = l_r + l_e;$$

$$l_r = \frac{H - z}{\tan \left( 45 + \frac{\varphi_1}{2} \right)} = \frac{6 - z}{\tan(45 + 16)} \Rightarrow l_r = \frac{6 - z}{1,8};$$

$$l_e = \frac{S_v \cdot \sigma'_a (FS_p)}{2\sigma'_0 \tan(\varphi_r)} = \frac{S_v \cdot \sigma'_a (FS_p)}{2\sigma'_0 \tan\left(\frac{2}{3}\varphi_1\right)} = \frac{S_v \times 26,43 \times 1,5}{2 \times 114 \times 0,39} \Rightarrow l_e = 0,446 \times S_v$$

➤ Détermination de la Longueur de recouvrement

Les géogrilles sont ici directement raccordées aux blocs de parement

$$l' = \frac{Sv\sigma'_a(Fs_p)}{4\sigma'_0 \tan(\varphi_f)} = \frac{Sv\sigma'_a(Fs_p)}{4\sigma'_0 \tan\left(\frac{2}{3}\varphi_1\right)} = \frac{Sv \times 26,43 \times 1,4}{4 \times 114 \times 0,39} \Rightarrow \boxed{l' = 0,223 \times Sv}$$

Z (m)	Sv (m)	l <sub>r</sub> (m)	l <sub>e</sub> (m)	L (m)	l' (m)
1	-13,07	2,77	-5,83	-3,06	-2,91
2	13,73	2,22	6,12	8,34	3,06
3	4,502	1,66	2	3,66	1
4	2,692	1,11	1,2	2,31	0,6
5	1,92	0,55	0,86	1,41	0,43
6	1,49	0	0,66	0,66	0,33

**N.B :** on fixe la longueur des géorilles  $L = 8,5 \text{ m}$  et l'espacement  $Sv = 1,4 \text{ m}$

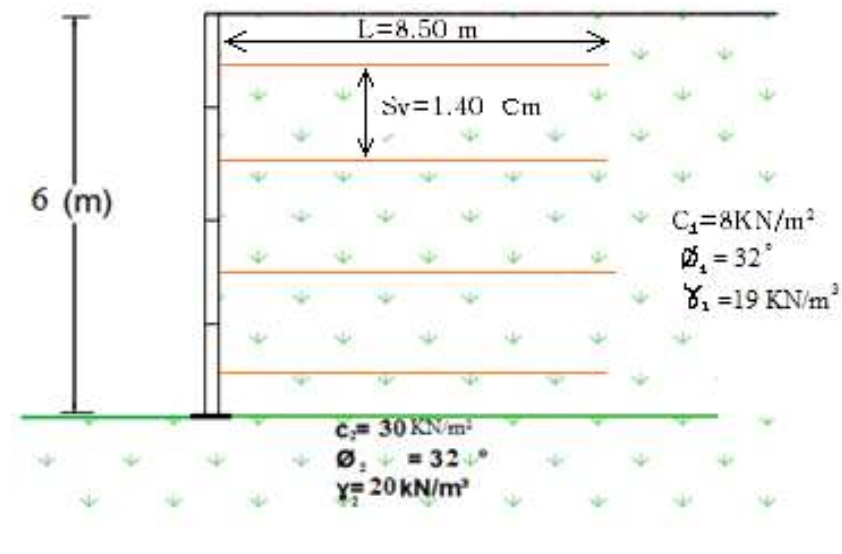


Figure IV. 20 : dispositions des nappes de géogrille

### IV.5.3 Stabilité externe

➤ Stabilité vis-à-vis du renversement

$$FS_r = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} \geq 3$$

$$\Rightarrow FS_r = \frac{W \times x}{P_{a(H)} \times y} = \frac{\gamma_1 \times V \times \frac{L}{2}}{P_{a(H)} \times \frac{1}{3}H} = \frac{19 \times (6 \times 8,5 \times 1) \times 4,25}{84,199 \times \frac{6}{3}} = \frac{4118,25}{168,398} = 24,45$$

$$\Rightarrow \boxed{F_{s_r} = 24,45 > 3} \text{ C.V}$$

➤ Stabilité vis-à-vis du glissement

$$F_{s.g} = \frac{(\sum F_r) \tan(k\phi_1)}{\sum F_o} \geq 3; \quad k = \frac{2}{3}$$

$$\Rightarrow F_{s.g} = \frac{W \times \tan\left(\frac{2}{3}\phi_1\right)}{P_{a(h)}} = \frac{19 \times (6 \times 8,5) \times \tan\left(\frac{2 \times 32}{3}\right)}{84,199} \Rightarrow \boxed{F_{s.g} = 4,49 > 3} \text{ C.V}$$

➤ Stabilité vis-à-vis de la capacité portante

$$\frac{q_{ult}}{\sigma_0} = \frac{0,5\gamma'_2 L'_2 N'_\gamma + c'_2 \cdot N'_c}{\sigma_0} \geq 3 \text{ à } 5;$$

$$L'_2 = L_2 - 2e; \quad e = \frac{L_2}{2} - \frac{M_r - M_0}{\sum W} = \frac{8,5}{2} - \frac{4118,25 - 168,398}{19 \times 6 \times 8,5 \times 1} = 0,174$$

$$\Rightarrow \boxed{e = 0,174m}$$

$$L'_2 = 8,5 - 2 \times 0,174 = 8,152 \Rightarrow \boxed{L'_2 = 8,152m}$$

Facteurs de capacité portante

$$\begin{aligned} \varphi = 32^\circ \Rightarrow N_q &= \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan(\varphi)} && \Rightarrow \boxed{N_q = 23,} \\ &= \tan^2(45 + 16) e^{\pi \tan(32)} = 23 \end{aligned}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan(\varphi)} = \frac{23 - 1}{\tan(32)} = 35 \Rightarrow \boxed{N_c = 35}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) = (23 - 1) \times \tan(1,4 \times 32) = 22 \Rightarrow \boxed{N_\gamma = 22}$$

$$\begin{aligned} \text{alors } \frac{q_{ult}}{\sigma_0} &= \frac{0,5 \times 20 \times 8,152 \times 22 + 30 \times 35}{114} = 24,94 && \text{C.V} \\ &\Rightarrow F_{s_c} = 24,94 > 3 \end{aligned}$$

## **IV.6 Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons présenté les grandes lignes concernant les méthodes pour le dimensionnement et l'analyse de la stabilité des ouvrages géotechniques renforcés par des géosynthétiques. L'étude et la vérification de la stabilité de ces ouvrages jouent un rôle très important dans leur conception. Dans ce but, on doit considérer généralement la stabilité interne et externe ainsi que le tassement de sols de fondation. Pour réaliser des ouvrages en sol renforcé plus fiables et stables, on doit alors vérifier ces ouvrages vis-à-vis des différentes possibilités de défaillance (mécanismes de rupture).



---

*CHAPITRE V :*  
*MODÉLISATION NUMÉRIQUE*

---

## V.1. Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses, de diagnostic ou de prévision du comportement des massifs des sols et les ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique et mécanique du sol, mais il est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau.

Ce chapitre est consacré à l'étude et modélisation du comportement mécanique des massifs en terre armé, deux types d'ouvrages en géotechnique renforcés par des géogrilles sont considérés: un mur de soutènement ; et une pente confortée, avec des études comparatives et paramétriques.

La simulation numérique est basée sur la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D, ce logiciel est spécifiquement conçu pour les analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. Dans cette étude, les deux cas sont modélisés sous conditions de contraintes planes utilisant des éléments à quinze nœuds. Les plus importants résultats obtenus à partir de cette étude sont présentés.

## V.2 1<sup>er</sup> cas - Murs de soutènement

Afin de faire une comparaison on a opté pour l'étude de deux types de mur de soutènement, Mur en sol renforcé et Mur en béton armé, soumises aux mêmes conditions :

- hydrique (position de la nappe phréatique) ;
- forme géométrique du modèle ;
- propriétés physiques et mécaniques des sols ;
- la mise en œuvre des sous-couches de remblai.

### V.2.1 Mur renforcé par des géogrilles

#### V.2.1.1 Présentation du modèle numérique

##### *a. Géométrie du modèle*

Le massif de sol renforcé à une hauteur totale de **6 m** et une largeur en plan de **13 m** et repose sur une couche de fondation de **5 m** d'épaisseur, qui s'étende sur une distance de **20 m**. Le modèle est composé de deux couches :

- ✓ Couche 1(remblai) ;
- ✓ Couche 2 (sol de fondation).

Les blocs de parement ont une section de  $1,5 \times 1,5 \text{ m}^2$  et une épaisseur de  $22 \text{ cm}$ . Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux (Figure V.1).

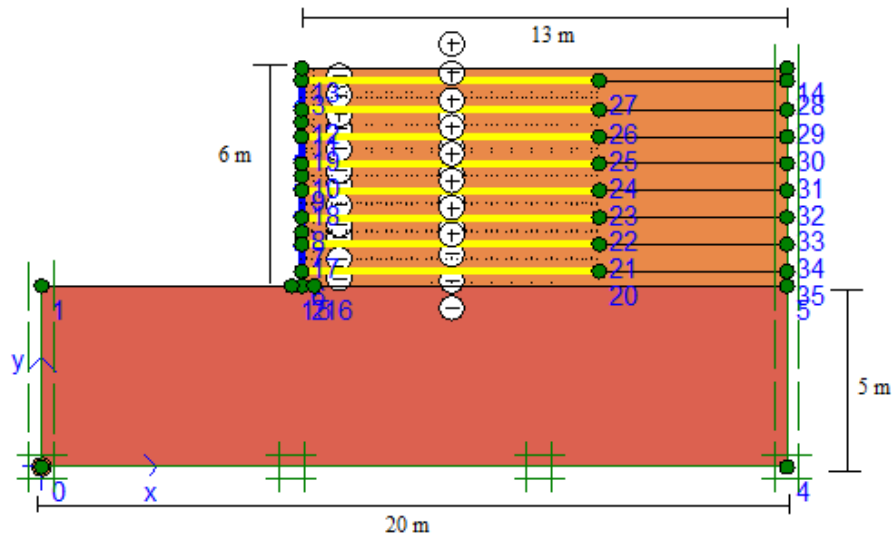


Figure V.1 : géométrie du modèle numérique Mur.R.G

#### b. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux utilisés présentent les caractéristiques suivantes :

##### ➤ Les couches de sol

Le modèle est constitué de deux sols différents : remblai renforcé et le sol de fondation. Les propriétés des deux couches sont regroupées dans le *Tableau (V.1)*.

##### ➤ Les géogrilles de renforcement

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structurels élastiques appelés « geogrid » dans le logiciel Plaxis. Pour ces éléments on a besoin de spécifier uniquement la rigidité axiale  $EA = 10^5 \text{ KN/m}$  et la longueur totale  $L = 8 \text{ m}$ . Les géogrilles sont placées horizontalement avec un espacement vertical  $S_v = 75 \text{ cm}$  et ils sont raccordés aux parements (Figure V.1).

##### ➤ Les blocs modulaires et la semelle

Ils sont modélisés par des éléments structurels de comportement élastique appelés « plate », qui travaillent en flexion et sous une force axiale (Tableau V.2).

##### ➤ Les Interfaces

Pour modéliser la zone de contact entre deux matériaux de rigidités différentes, on utilise des éléments d'interface. Un paramètre de réduction de résistance mécanique :  $R_{inter} = 0,7$  est appliqué pour les interfaces entre sol- géogrilles et sol- parement.

Tableau V.1 : caractéristiques physiques et mécaniques des sols

Paramètres	Symboles	unités	Sol de fondation	Remblai
Model de comportement	-	-	M-C	M-C
Type de matériau	-	-	Drainée	Drainée
Poids volumique non saturé	$\gamma_{\text{unsat}}$	KN/m <sup>3</sup>	20	19
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	KN/m <sup>3</sup>	20,5	22
perméabilité	K	m/jour	0,00001	0,0001
Module de young	$E_{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	10 <sup>+7</sup>	10000
Coefficient de poisson	$\nu$	-	0,3	0,3
Cohésion	$c_{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	30	8
Angle de frottement	$\Phi$	<sup>0</sup> (degré)	32	32
Angle de dilatation	$\Psi$	<sup>0</sup> (degré)	2	2

Tableau V.2 : caractéristiques des Blocs de parements

	Type de matériau	EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)	d (m)	W (kN/m/m)	$\nu$	L (m)	Rigidité (kNm/rad/m)
Bloc	élastique	2E+6	8100	0,22	25	0,2	1,5	10
Semelle	élastique	5E+6	8500	0,143	25	0,2	0,6	....

### V.2.1.2 Processus de construction et méthodologie de modélisation

La construction du mur a été modélisée par la procédure « *staged construction* », où des couches de sols d'épaisseur **75 cm** et des nappes de géogrilles sont ajoutés au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte, ce qui représente l'ordre réel de construction de mur. La première nappe du renforcement est installée à la position de **37,5 cm** sur la première couche de sol et le premier bloc de façade.

#### a. Saisie des données :

Comme une première étape la modélisation est effectuée :

- ✓ En déformation plane (*plane strain*)
- ✓ Le sol est discrétisé en éléments massifs à 15 nœuds.
- ✓ Les unités sont prises en (m ; kN ;day)

### b. Frontières du domaine :

Le modèle est délimité par les coordonnées X et Y (*tableau V.3*).

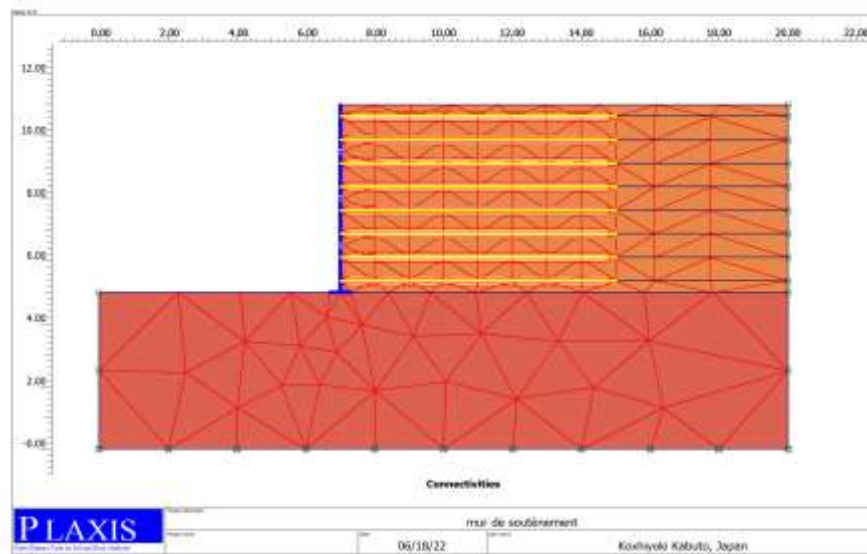
*Tableau V.3 : Frontières du domaine*

X [m]	0	0	7	7	20	20	20
Y [m]	0	5	5	11	11	5	0

#### V.2.1.3 Maillage et conditions initiales

##### ➤ Maillage

Le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et aux caractéristiques des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux). L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques. Pour cette analyse on a adopté un maillage grossier (*Coarse mesh*).



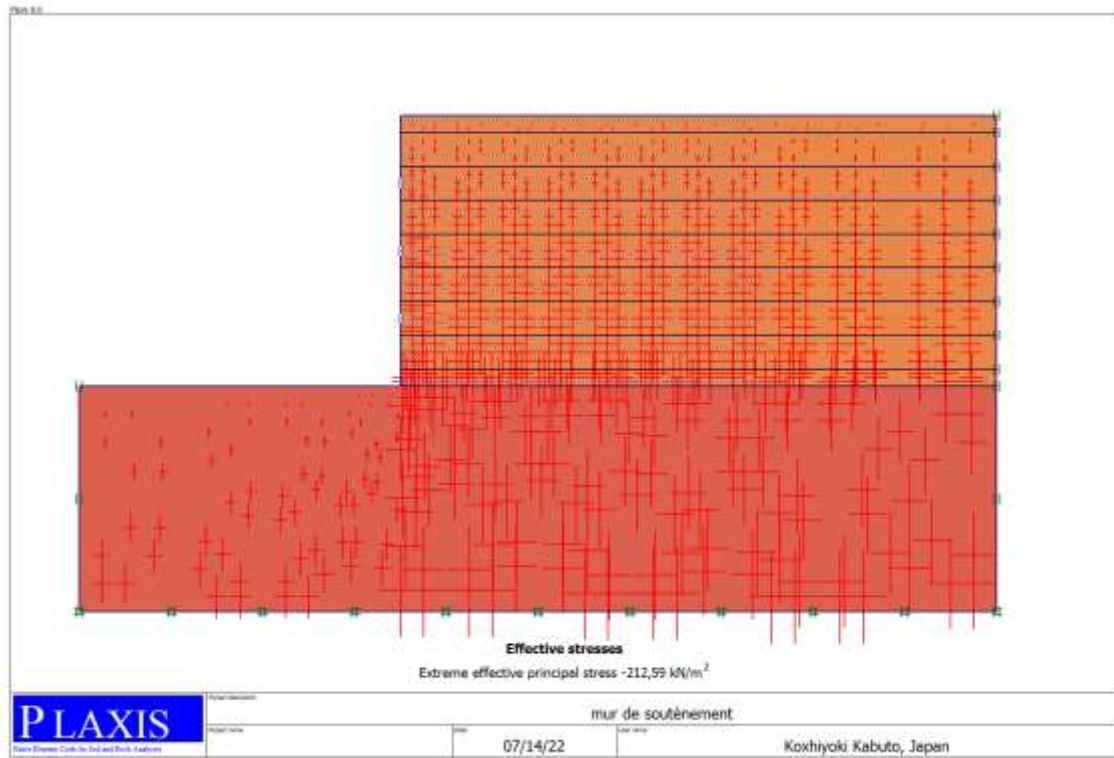
*Figure V.2 : génération de maillage du domaine*

##### ➤ Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux types, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (*mode des conditions hydrauliques*) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (*mode de configuration géométrique*).

Pour ce cas la nappe phréatique se trouve profonde, donc la pression interstitielle n'a pas d'effet sur le comportement de l'ouvrage. La surface libre de sol est horizontale, il est important de spécifier le coefficient de sol au repos  $k_0$  exprimé par la formule de Jacky :

$$k_0 = 1 - \sin(\varphi)$$



*Figure V.3 : champ de contraintes effectives*

#### V.2.1.4. Modélisation des phases de calcul

Les phases de calcul s'effectuent selon la succession des étapes suivantes :

- ✓ Mise en place de la plateforme (semelle et premier Bloc)
- ✓ Sélection de la couche renforcée ;
- ✓ Mise en place des géogrilles ;
- ✓ Sélection de la couche supérieure.

En principe on a 14 phases de construction, chaque phase commence lorsque la précédente se termine comme il est indiqué dans le tableau (V.4), et la dernière phase sera la phase dans laquelle le facteur de sécurité sera évalué.

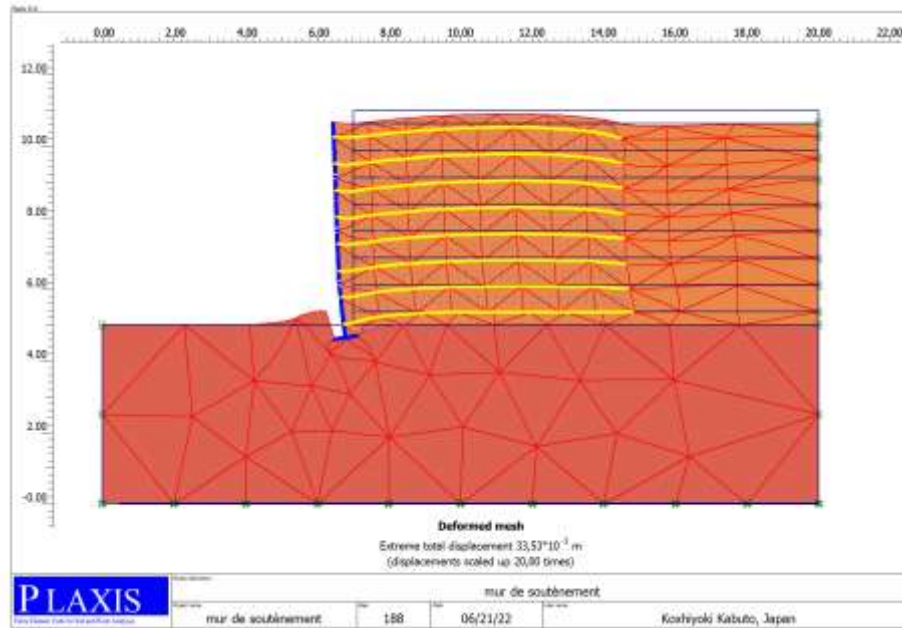
Tableau V.4 : les phases de calcul (Mur R.G)

Identification	Phase n°	Start from	Calculation	Loading input	Time (day)	Error
initial phase	0	0	N/A	N/A	0	N/A
Phase 1	1	0	Plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 2	2	1	Plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 3	3	2	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 4	4	3	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 5	5	4	Plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 6	6	5	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 7	7	6	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 8	8	7	Plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 9	9	8	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 10	10	9	Plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 11	11	10	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 12	12	11	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 13	13	12	plastic	Staged construction	0	No errors
Phase 14	14	13	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	No errors

### V.2.1.5 Présentation des résultats

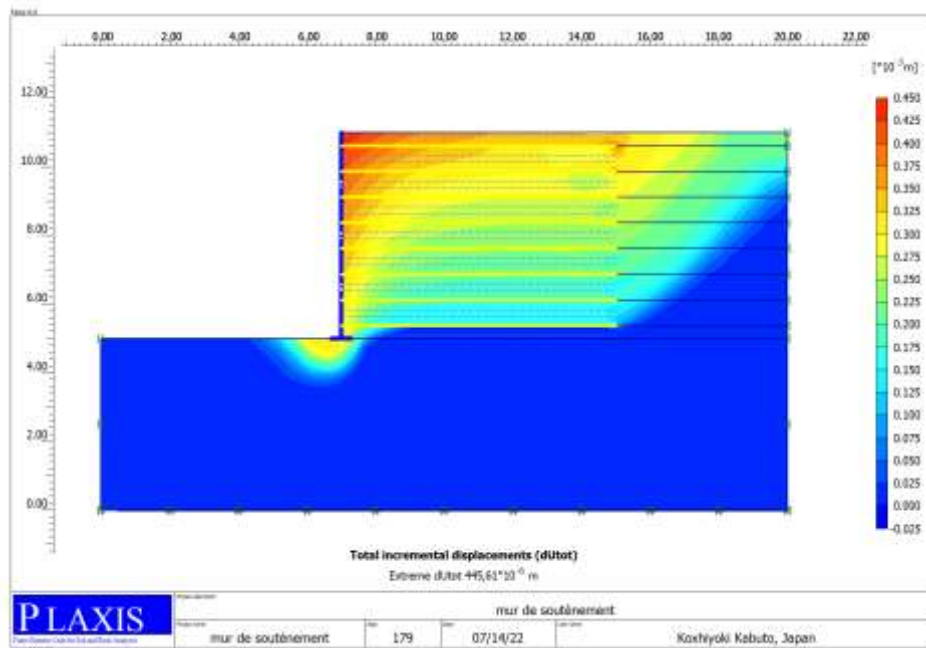
#### a. Champ de déplacements

Le premier résultat à chercher est l'état du mur après chargement. Le mur doit être stable sous différentes charges internes et externes, La figure (V.4) illustre la déformation totale du modèle.



**Figure V.4 :** champ de déplacements du maillage ( $d_{max} = 33,53 \text{ mm}$ )

Selon la distribution de champ de déplacement (Figure V.5), on constate que les grands déplacements sont enregistrés dans la partie supérieure de l'ouvrage, les zones critiques se trouvent près des parements et dans la zone d'ancrage des géogrilles. Le déplacement maximal est d'environ **3.35 cm**. La stabilité globale de l'ouvrage est assurée avec un coefficient de sécurité  $F_s = 2,111 > 1,5$  (Figure V.6).



**Figure V.5 :** Distribution de champ de déplacements

( $d = 445.61 \cdot 10^{-6} \text{ m}$ )



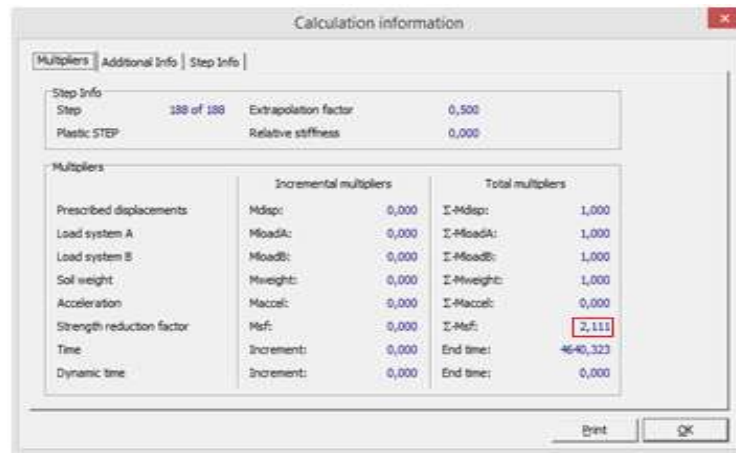


Figure V.6 : coefficient de sécurité ( $F_s = 2,111$ )

### b. La distribution de contraintes horizontales

Pour apprécier la poussée latérale des terres sur l'ouvrage, on a tracé le diagramme des contraintes horizontales suivant la hauteur total du mur (Figure V.7). On observe l'allure n'est pas régulière et cela est peut être due à la présence des nappes des géogrilles, qui résistent les forces de poussée de terre. La force totale due au pression latérale  $F_a = 155,84 \text{ KN/m}$  ( $Z = 2,17 \text{ m} \approx 1/3 \times H = 2.0 \text{ m}$ )

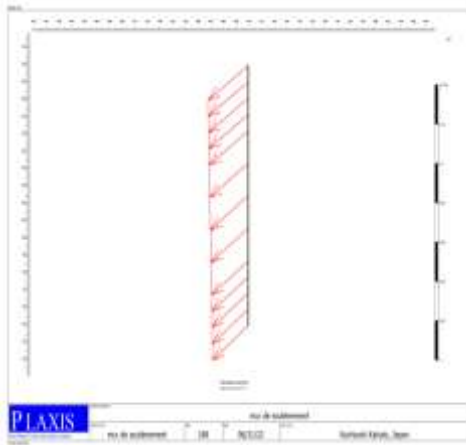


Figure V.7 : diagramme des contraintes effectives horizontales ( $\sigma'_{(h)max} = -66,07 \text{ KN/m}^2$ )

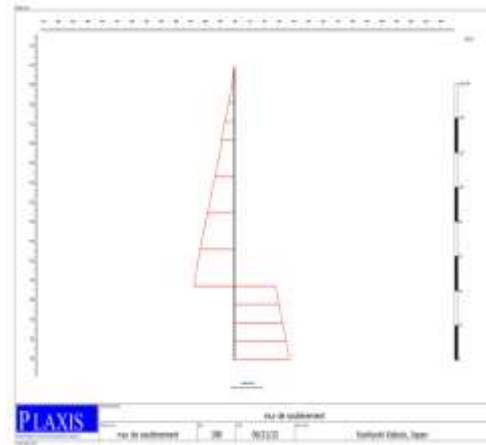
### c. Éléments structurels

Les figures (V.8 ; V.9 ; V.10) illustrent le développement des déplacements et sollicitations dans les éléments structurelles, tels que les blocs de façade, les éléments de renforcement et la semelle de pose.

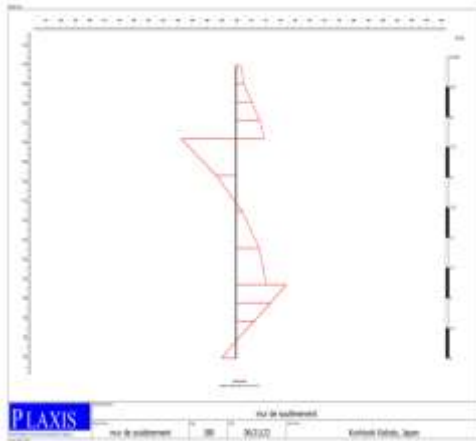
→ Bloc supérieur



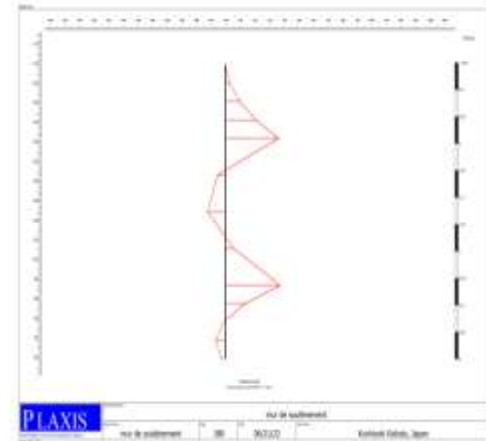
Déplacement =  $33,11 \cdot 10^{-3}m$



Force Axiale = -42,50

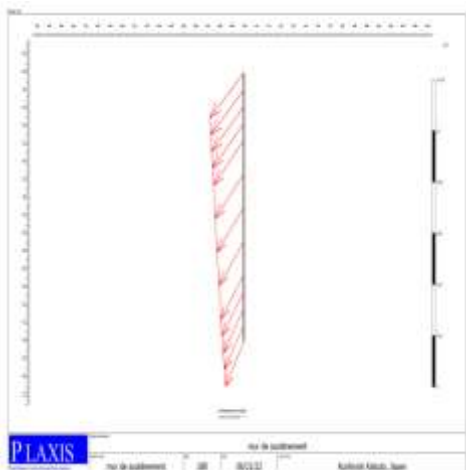


Effort tranchant = -6,10 kN/m

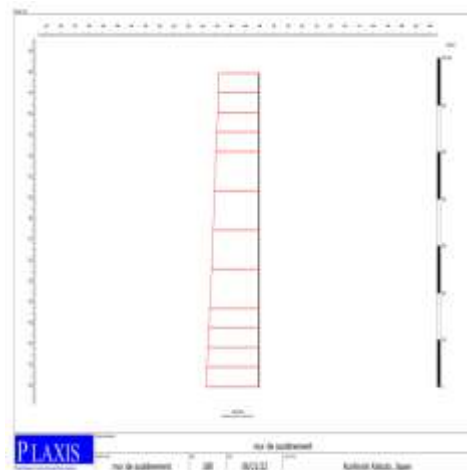


Moment fléchissant = -0,684 KN.m/m

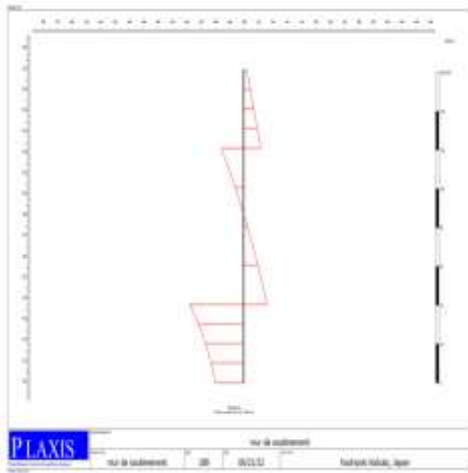
→ Bloc inférieur



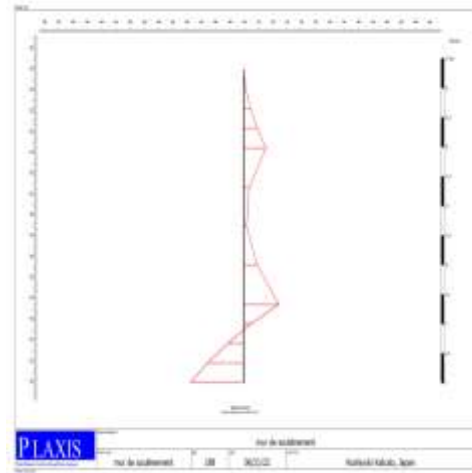
Déplacement =  $26,29 \cdot 10^{-3}m$



Force Axiale = -166.42 KN/m



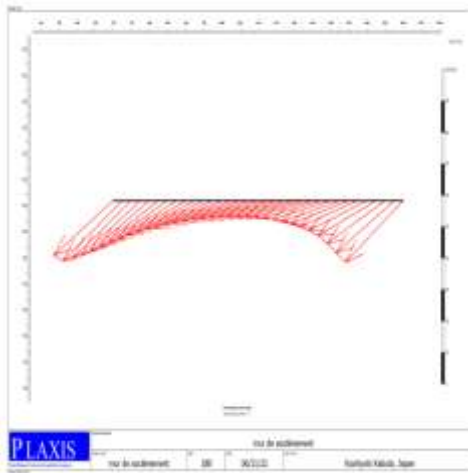
Effort tranchant =  $-40,40 \text{ KN/m}$



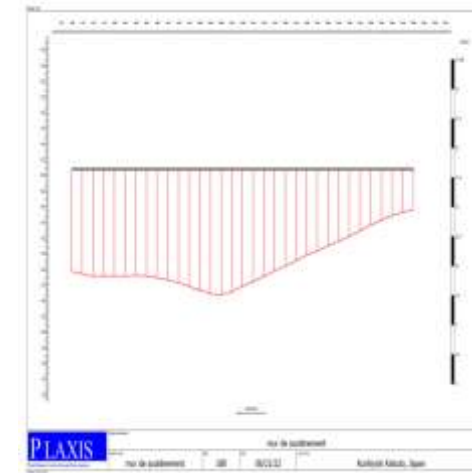
Moment fléchissant =  $6,65 \text{ KN.m/m}$

Figure V.8: diagrammes de déplacement et sollicitations dans les blocs de façade

→ Nappe supérieur de géogridde

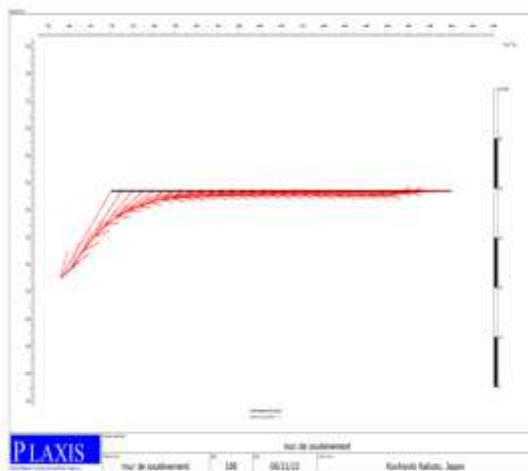


Déplacement =  $33,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

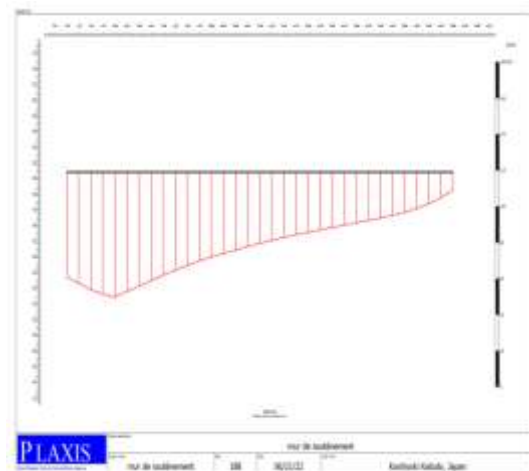


Force Axiale =  $10,62 \text{ KN/m}$

→ Nappe inférieur de géogridde



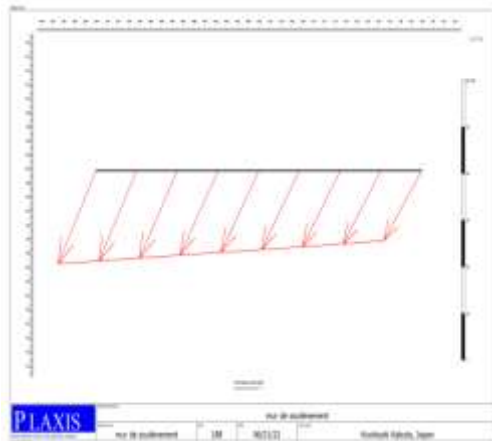
Déplacement =  $21,99 \cdot 10^{-3} \text{ m}$



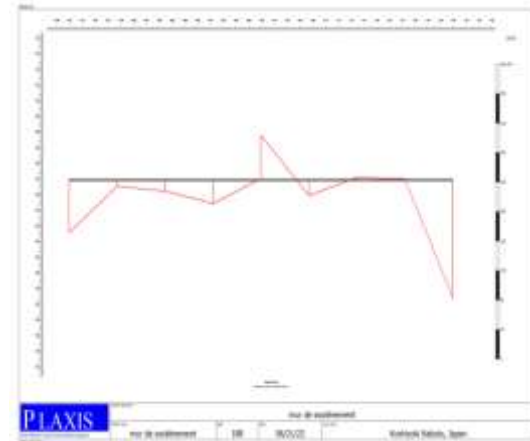
Force Axiale =  $69,29 \text{ kN/m}$

Figure V.9 : diagrammes de déplacement et sollicitations dans les nappes de géogridde

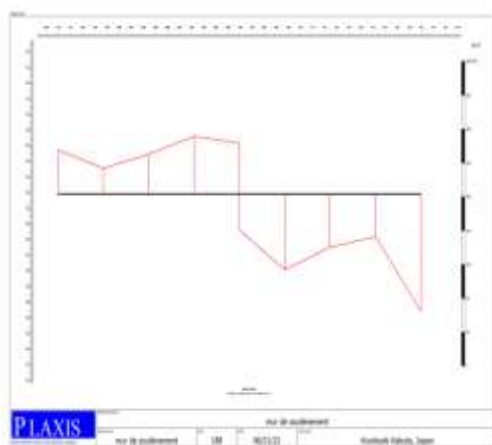
## → Semelle



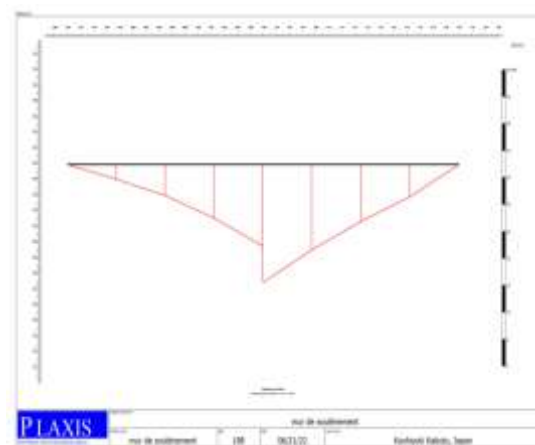
$$\text{Déplacement} = 22,7 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$



$$\text{Force Axiale} = 158,81 \text{ kN/m}$$



$$\text{Effort tranchant} = 139,22 \text{ KN/m}$$



$$\text{Moment fléchissant} = -21,74 \text{ kNm/m}$$

**Figure V.10 :** diagrammes de déplacement et sollicitations dans la semelle de pose

Selon les résultats présentés dans les figures précédentes on peut constater que :

- Les déplacements sont plus grands dans les blocs de parement supérieur, cependant pour les efforts (Forces axiales, tranchants et moments de flexion), les plus grandes valeurs se trouvent dans les blocs inférieurs. Cela est principalement dû au phénomène de confinement.
- En ce qui concerne les éléments de renforcement, on peut voir qu'il y a un déplacement le long de la nappe de renforcement supérieur, ce qui signifie la mobilisation totale des frottements entre le sol et les armatures. Par contre pour les nappes inférieures les déplacements sont faibles et cela est dû à un bon ancrage des géogrilles dans le massif de sol, menant à des forces de traction plus importantes.
- La valeur du tassement de la semelle est faible ( $\Delta S = 2,276 \text{ cm}$ ). Le diagramme de moment fléchissant montre que la semelle de plateforme est plus chargée dans sa partie centrale et travaille comme une poutre simplement appuyée.

## V.2.2. Mur console en béton armé

### V.2.2.1. Présentation du modèle numérique

#### a. Géométries du modèle

Le modèle à la même géométrie que le cas précède :

- Le Voile à une hauteur de 6 m ;
- La semelle a une largeur de 2,2 m.

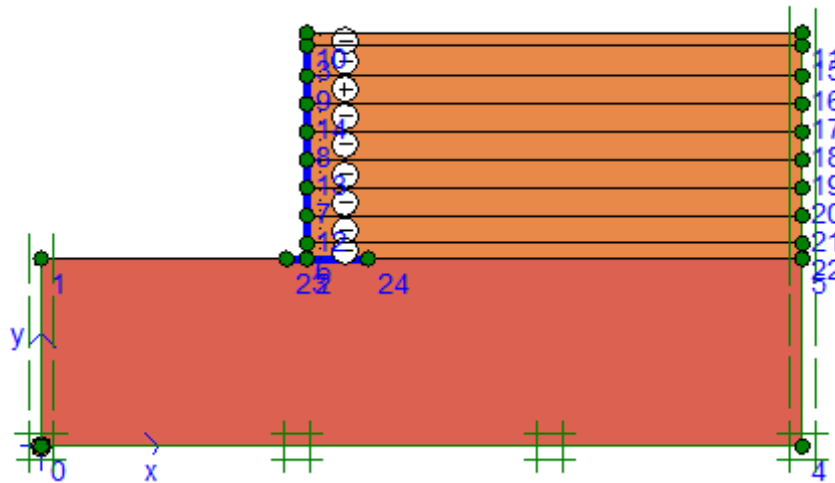


Figure V.11: géométrie du modèle numérique Mur B.A

#### b. Caractéristiques des matériaux

→ Le Voile et la semelle en béton armé, ils seront représentés par des éléments structuraux élastiques appelés « plate », qui travaille en flexion composé leurs caractéristiques sont données dans le tableau (V.5).

Tableau V.5 : caractéristiques des éléments de mur (voile ; semelle)

	Type de matériau	EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)	d (m)	W (kN/m/m)	v	L (m)
<b>Voile</b>	élastique	2E+6	6E+4	0,6	25	0,2	6
<b>Semelle</b>	élastique	2,125E+6	4E+4	0,475	25	0,2	2,2

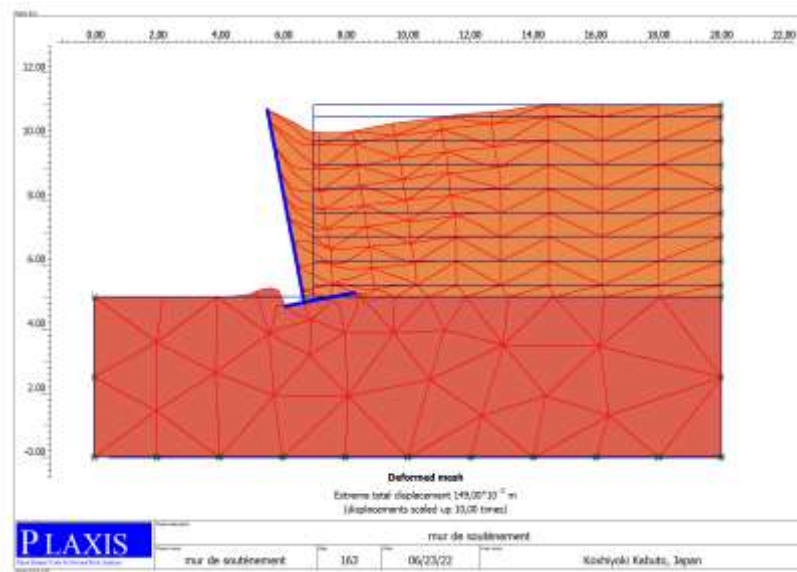
### V. 2.2.2 Processus de construction

Afin d'aboutir aux résultats des calculs, on a suivi les même étapes du cas précédent (1<sup>er</sup> cas terre armée par géogrilles), sauf pour les phases de pose des blocs de parements supérieurs étant donné que la construction du mur en B.A. se fait en une seule phase.

### V. 2.2.3 Les résultats

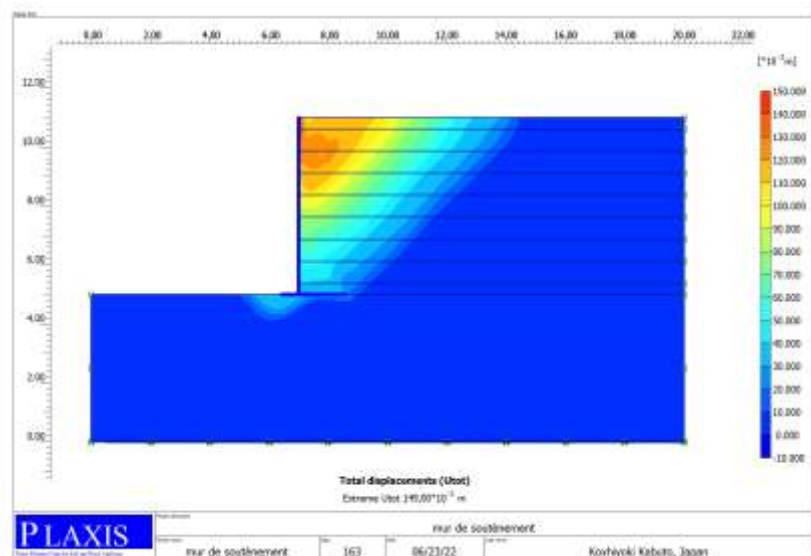
#### a. Champ de déplacements

Le déplacement du mur console est dû principalement à la rotation de l'ensemble voile et semelle sous l'action des poussées de terre (figure V.12). La valeur maximale obtenue est de l'ordre de **14.9 cm**, enregistrée au niveau du sommet de voile. D'après la figure (V.13), on constate que l'allure de la zone de glissement est semblable au la formation de coin de Coulomb. On note aussi que la zone critique se localise au niveau de la partie supérieur près du mur. Selon les résultats de calcul la stabilité globale du mur est assurée avec un coefficient de sécurité  $F_s = 1,593 > 1,5$  (figure V.14).



**Figure V.12 :** champs de déplacement totaux de l'ensemble du modèle  
 (  $d_{max} = 149 \text{ mm}$  )

**Figure V.13 :** distribution  
 de champ de déplacement  
 (  $d = 149 \text{ mm}$  )





**Figure V.14 :** coefficient de sécurité ( $F_s = 1,595$ )

### b. Contraintes horizontales

La distribution de contraintes effectives horizontales, suivant la hauteur de mur, est de forme triangulaire avec une valeur maximale à sa base. Par comparaison avec le résultat analytique de force latérale due au poussé des terres évaluée à l'aide de l'expression de Rankine :

$$F_a = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_h \cdot H^2 \quad \text{Avec } k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \varphi = 32^\circ \Rightarrow k_a = 0.307$$

Pour  $Z = H = 6.0$  m ; la force latérale  $F_a = 104.994 \approx 105$  KN/ml.

On trouve que cette valeur est comparable à celle obtenue par modélisation :

$$F_a = 119.45 \text{ KN / ml.}$$

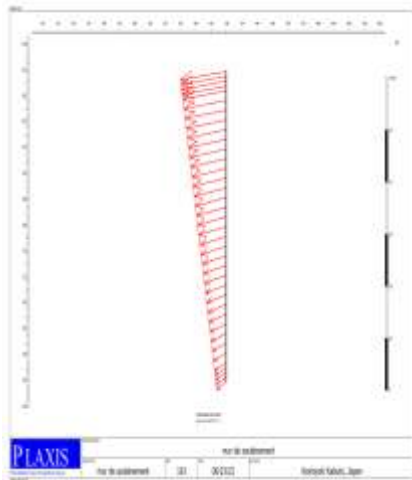
La position de la force horizontale se trouve à  $Z = 1.78 \text{ m} \approx H / 3 = 2.0\text{m}$ .



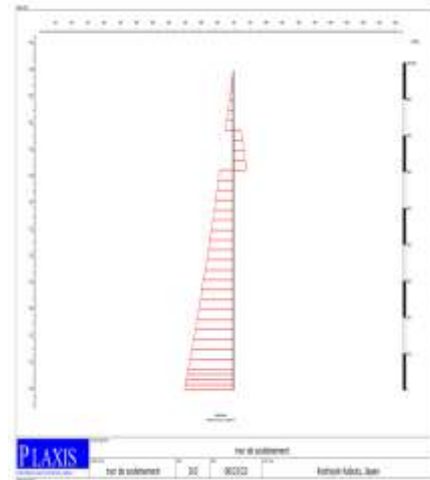
**Figure V.15 :** diagramme des contraintes effectives horizontales ( $\sigma_{hmax}' = -93,3 \text{ KN/m}^2$ )

c. Éléments structurels

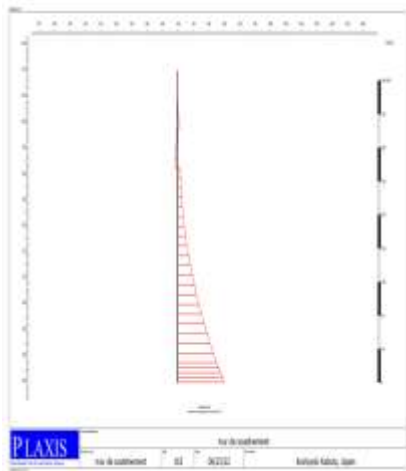
→ Voile



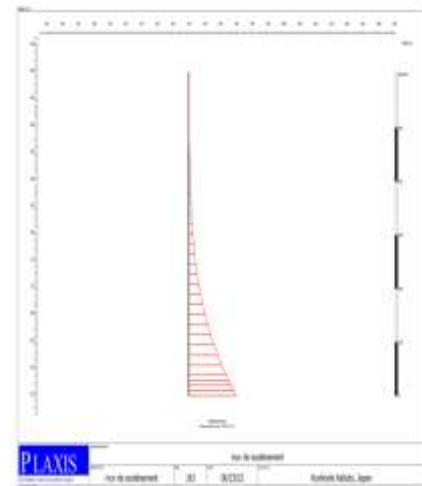
Déplacement =  $149.10^{-3}$  m



Force Axiale = -220,08 kN/m



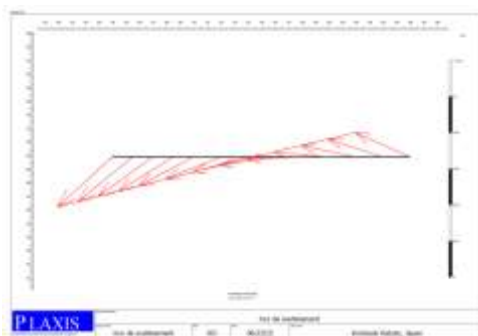
Effort tranchant 92,62 kN/m



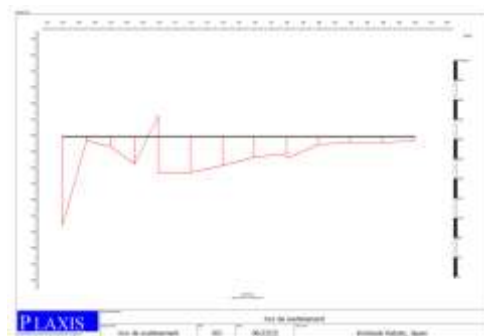
Moment fléchissant -150,56 kN.m/m

Figure V.16 : diagrammes de déplacement et sollicitations dans le voile

→ Semelle

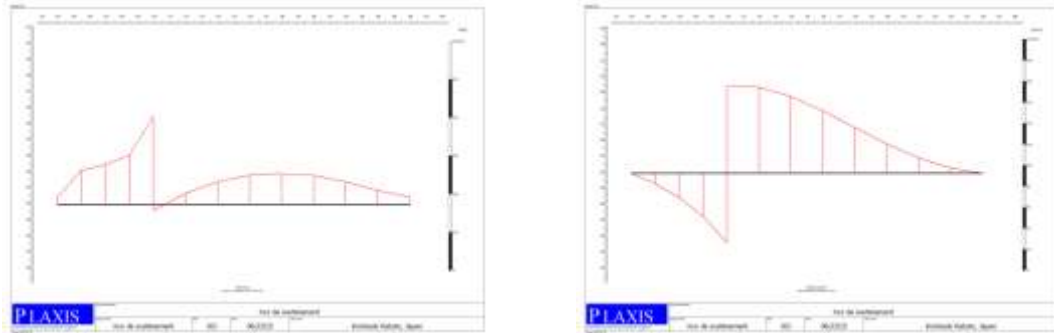


Déplacement =  $41,24.10^{-3}$  m



Force Axiale = 178,38 kN/m





Effort tranchant =  $-230,17 \text{ kN/m}$

Moment fléchissant =  $84,16 \text{ kN.m/m}$

**Figure V.17 :** diagrammes de déplacement et sollicitations dans la semelle

Les résultats obtenus montrent que le voile est sollicité en flexion composé (*Figure V.16*), les plus grandes valeurs se trouvent au niveau de la partie d'encastrement avec la semelle. D'après le diagramme des moments fléchissant (*Figure V.17*), la semelle est beaucoup plus sollicitée dans sa partie cotée massif, et la section dangereuse est située au niveau de sa liaison avec le voile. Selon le diagramme de déplacement, la semelle a tendance de subir un soulèvement dans sa partie intérieur coté massif.

### Comparaison des résultats

Après l'analyse et l'interprétation des résultats obtenus pour les deux types de murs de soutènement, *mur en terre armée* et *mur console*, on constate ce qui suit :

De point de vue comportement mécanique déplacements, moments, efforts, les valeurs enregistrées sont plus faibles pour les murs en terre armé menant à un coefficient de sécurité plus grand (ouvrage plus stable) cela est due à une distribution des efforts et déplacement sur une zone plus large.

Par conséquent, pour une meilleure conception, du point de vue économique, sécurité et rapidité de réalisation, on préconise qu'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par des géogrilles est plus convenable.

### V.3 Étude paramétrique

Pour apprécier l'effet de la variation des paramètres de sol et de renforcement sur le comportement mécanique et la stabilité de mur de soutènement, une étude paramétrique est effectuée. Les paramètres suivants sont considérés pour analyser l'influence de leurs variations sur l'évolution de déplacement total et le coefficient de sécurité:

→ Pour le remblai

- ✓ Module de Young (E) ;
- ✓ La cohésion (c) ;
- ✓ Angle de frottement interne ( $\varphi$ ).

→ Pour la Géogrille

- ✓ Rigidité axiale (EA) ;
- ✓ La longueur (L) ;
- ✓ L'espacement vertical des nappes de renforcement (Sv).

#### V.3.1 Module de Young du remblai (E)

Le module de Young **E** est un paramètre élastique, qui contribue largement à la rigidité du milieu. Pour étudier l'effet de sa variation, des simulations numériques du mur de soutènement sont faites pour différentes valeurs de paramètre. Les résultats pour la valeur maximum de déplacements totaux et le coefficient de sécurité sont représentés dans la figure (V.18).

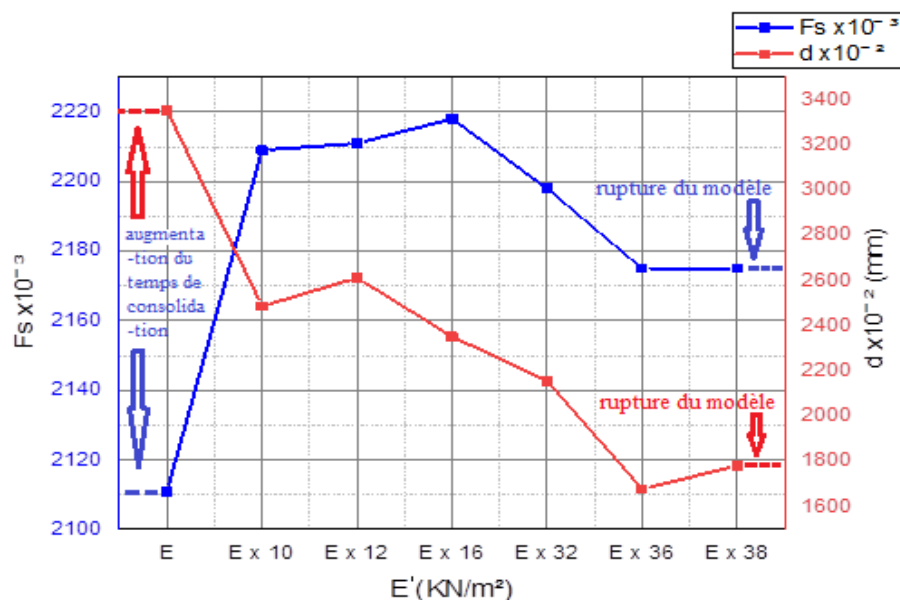


Figure V.18 : courbes représentatives de l'évolution de  $F_s$  et déplacements maximum en fonction de la variation de  $E$ . ( $E_{initiale} = 1E+4$ )

D'une manière générale on peut constater qu'il y a une diminution de déplacement et une augmentation du coefficient de sécurité avec l'augmentation du Module élastique  $E$ , en particulier on peut noter que lorsque :

- ➔ on diminue  $E$ , pour avoir une solution il faut augmenter le temps pour la phase de consolidation du remblai ;
- ➔ on augmente la valeur de  $E$  dix fois ( $10 \times E$ ), il y a des variations notables de coefficient de sécurité et de déplacement ( $F_s$  augmente d'environ de 5% et diminution de 26 % de déplacement), ce qui signifie que l'augmentation du module de Young améliore la performance de l'ouvrage ;
- ➔  $E$  varie entre  $10 \times E$  et  $16 \times E$ , il y a des légers changements pour le coefficient de sécurité et le déplacement. Dans cet intervalle le changement de module de Young, a une influence très petite sur le comportement mécanique du mur ;
- ➔ le module de Young change de  $16 \times E$  à  $38 \times E$ , on enregistre une diminution des deux quantités coefficient de sécurité et déplacement, jusqu'à la rupture du modèle pour une valeur de  $40 \times E$ .

Donc on peut conclure que l'augmentation de la valeur du Module de Young est bénéfique sur la stabilité de mur de soutènement seulement sur un intervalle limité.

### V.3.2 La cohésion ( $c$ )

Plusieurs valeurs de la cohésion  $c$  sont considérées, pour apprécier son effet sur le comportement du massif renforcé. Dans cette analyse on fait varier la cohésion de part et d'autre de la valeur adoptée dans l'étude précédente ( $c = 8$  kPa). La figure (V.19) illustre l'ensemble des résultats obtenus.

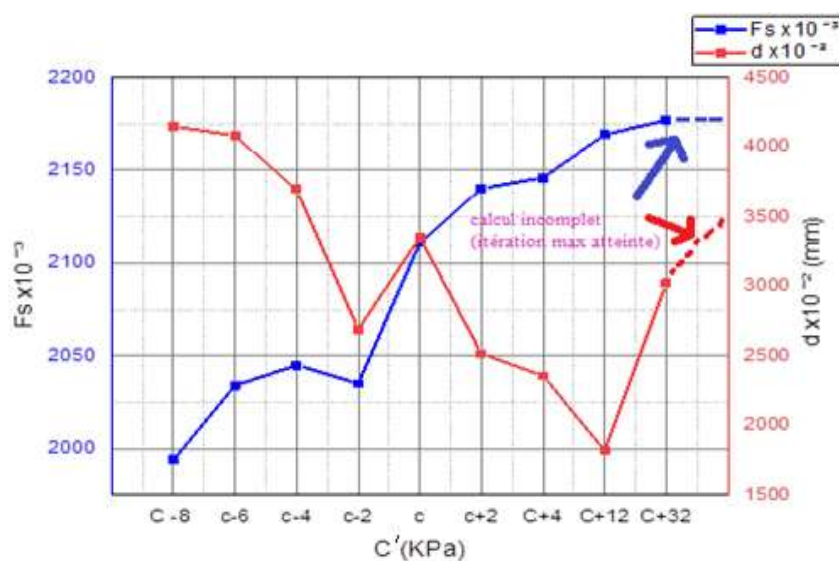


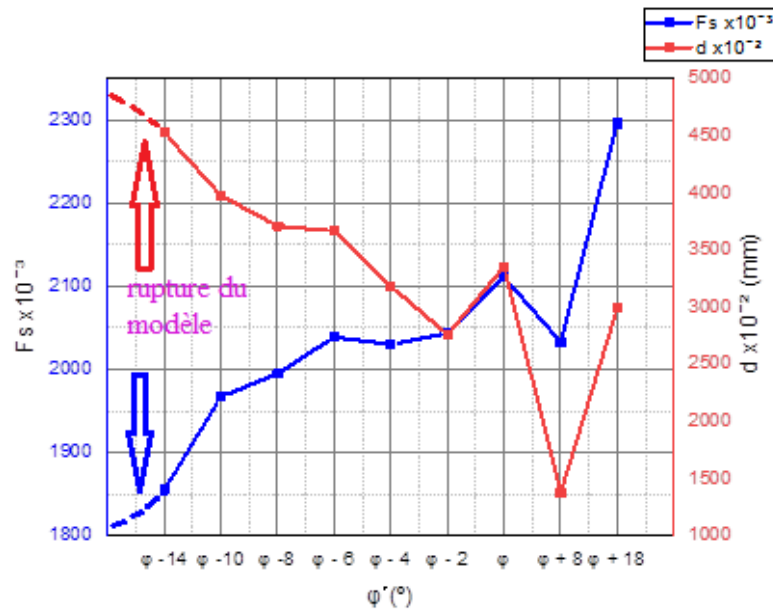
Figure V.19: courbes représentatives de l'évolution de  $F_s$  et  $D$  en fonction de la cohésion  $c$ .

On peut noter que les variations de coefficient de sécurité sont en générale faibles et proportionnelles avec celles de la cohésion. Lorsque la cohésion diminue de **25%**( $c-6=2$  kPa) le coefficient de sécurité diminue de **3,64%**. Cependant une augmentation importante de la cohésion ( $c+32=5xc$ ) n'engendre qu'une très faible augmentation de  $F_s$  d'environ **3,13%**.

En ce qui concerne le déplacement, il y a une diminution lorsque la cohésion augmente sauf pour deux valeurs ( $c=8$  kPa et  $c+32=40$  kPa) on observe une augmentation de déplacement, cela est due à un mauvais programme de calcul (version craquée).

### V.3.3 L'angle de frottement interne du remblai ( $\varphi$ )

Les effets de variation de l'angle de frottement sur le comportement de l'ouvrage sont regroupés dans la figure (V.20).



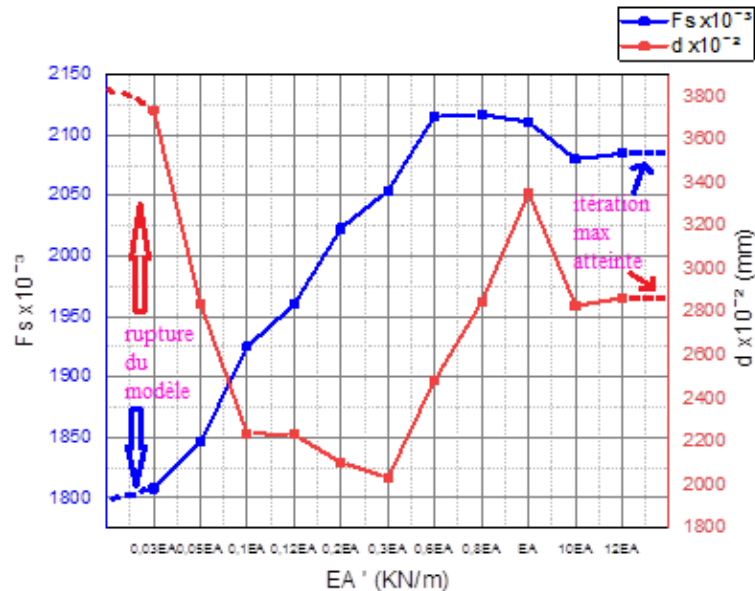
**Figure V.20 :** courbe représentant de l'évolution de  $F_s$  et  $d$  en fonction de l'angle de frottement  $\varphi$ . ( $\varphi_{initial}=32^\circ$ )

Les résultats de cette étude ont montré que l'influence de la variation de l'angle de frottement sur les deux quantités  $F_s$  et Déplacement est globalement raisonnable, on peut constater que :

- ➔ l'évolution de coefficient de sécurité est généralement proportionnelle avec la variation de l'angle de frottement.
- ➔ pour les déplacements, on note qu'ils diminuent lorsque l'angle de frottement augmente, mais pour  $\varphi = 50^\circ$ , on observe une augmentation de déplacement.

### V.3.4 Rigidité axiale des géogrilles (EA)

Pour étudier l'effet de la rigidité axiale **EA** des renforcements plusieurs simulations numériques sont effectuées, on faisant varier la valeur de **EA**. Les résultats sont présentés dans la figure (V.21).



**Figure V.21:** courbe représentant de l'évolution de  $F_s$  et  $d$  en fonction de la rigidité axiale de renforcement  $EA$ . ( $EA_{initiale} = 1E+5$ )

Selon les résultats obtenus, globalement on peut observer que l'augmentation de la rigidité axiale **EA**, le coefficient de sécurité augmente et le déplacement diminue. en particulier on peut préciser que lorsque :

- ➔ la rigidité axiale **EA** diminue de **70%**, la valeur de coefficient de sécurité diminue d'environ **17%**. Cependant l'augmentation d'**EA** dix fois engendre une légère diminution de  $F_s$ , menant à la rupture de massif renforcé.
- ➔ On augmente **EA** de **0,03EA** à **0,1EA**, le déplacement diminue de l'ordre de **13%**. Cependant lorsque **EA** varie entre **0,1EA** et **0,3EA**, la diminution de déplacement est très faible (**1,3%**).
- ➔ la rigidité augmente de **0,3EA** à **EA**, on note une augmentation notable de déplacement d'environ **41%**, cela peut être attribué à la réduction des forces d'adhérence entre le sol et les renforcements au niveau des interfaces.
- ➔ **EA** augmente dix fois, le déplacement diminue, avant d'atteindre l'état de rupture de l'ouvrage.

Donc on peut conclure que l'augmentation de la valeur de la rigidité axiale améliore la sécurité de l'ouvrage, néanmoins au-delà de certaines valeurs critiques, le massif renforcé peut atteindre l'état de ruine par perte totale de l'adhérence entre le sol et les renforcements.

### V.3.5 La longueur des géogrilles (L)

La longueur des nappes de géogrille, influe sur la partie ancrée dans la zone passive résistante du massif. Pour apprécier la variation de la longueur sur la stabilité du mur, on a étudié plusieurs cas.

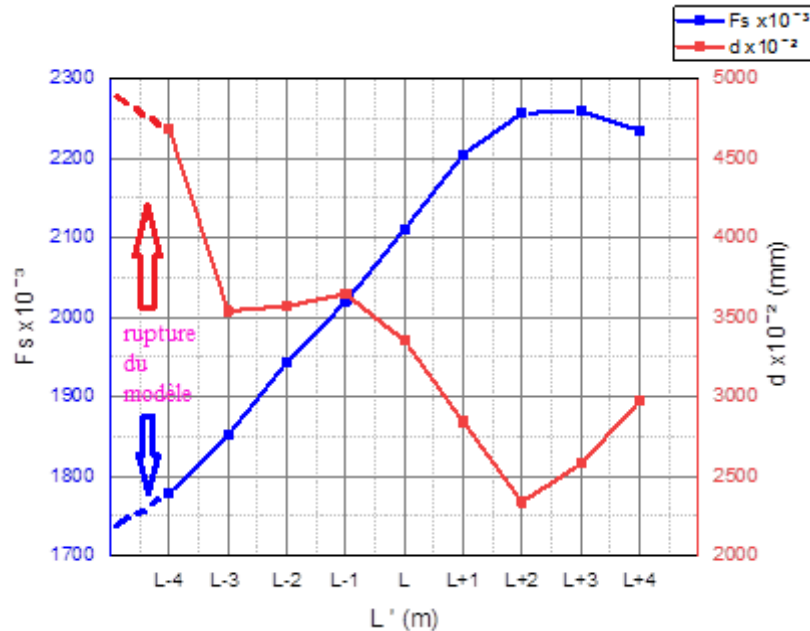


Figure V.22: courbe représentant de l'évolution de  $F_s$  et  $d$  suivant  $L$  ( $L_{initiale} = 8$  m)

Selon les résultats obtenus a la figure (V.22), on peut conclure que l'augmentation de la longueur des renforcements améliore la stabilité de l'ouvrage par augmentation de coefficient de sécurité et diminution de déplacement total. Mais au-delà de  $L + 2$  m, cette variation est moins efficace.

### V.3.6. L'espacement vertical entre les nappes de géogrilles

Suite a une variation de l'espacement vertical ( $S_{v_{initial}} = 75$  cm) on constate que lorsque :

- ➔ L'espacement vertical augmente, le coefficient de sécurité diminue suivit de la rupture du modèle a  $S_v + 75$  cm.
- ➔ L'espacement diminue de 33% ( $S_v = 50$  cm) un problème de calcul a la phase 12 survient dû a une saturation du sol par des géogrilles ce qui diminue les surfaces de frottement entre sol et géogrille.

Finalement, en se basant sur cette étude paramétrique concernant plusieurs paramètres relatifs aux caractéristiques du sol de remblai et des géogrilles, on peut conclure que la variation de ces paramètres influe énormément sur la stabilité globale de l'ouvrage, mais ces augmentations ne sont efficaces que sur des intervalles limitées.

## V.4 2<sup>ème</sup> cas pente conforté

### V.4.1 État naturel

#### V.4.1.1 Présentation du modèle numérique

##### a. Géométrie du modèle

La partie du talus modélisée à une hauteur de **25 m** et une largeur de **40 m**. Le fond et les limites latérales du modèle ont été placé loin de la zone d'intérêt (zone de glissement potentiel), afin d'éviter les effets de bord. Les positions et les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure (V.23). Les conditions aux limites type standard sont adaptées pour ce cas.

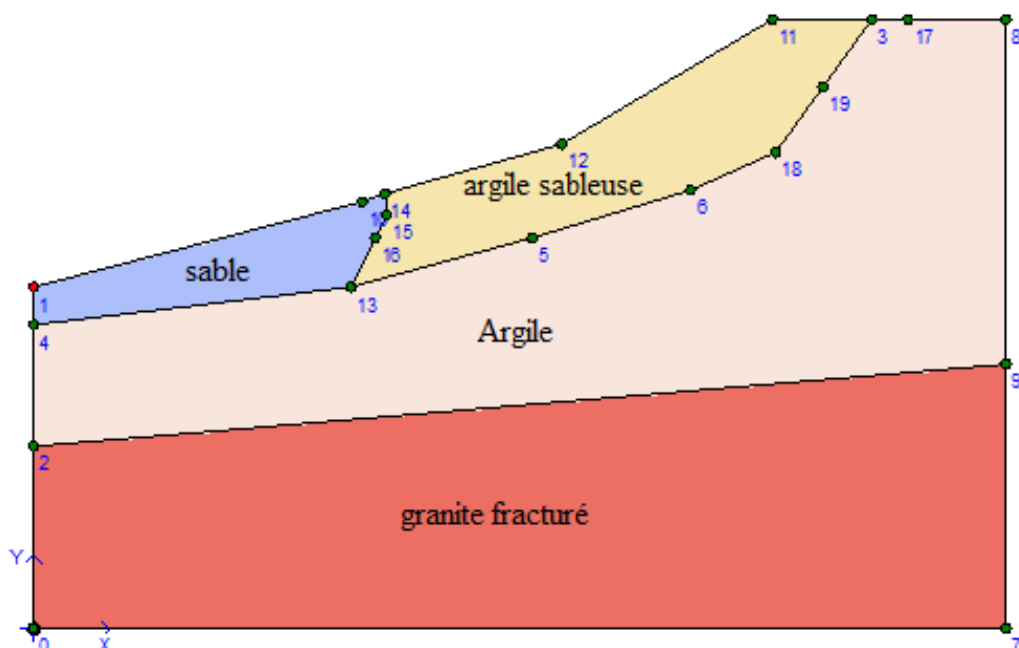


Figure V.23 géométrie du modèle numérique pente conforté

##### b. Caractéristiques des matériaux

Le modèle est constitué de quatre couches de sols différentes (Figure : V.23):

- ✓ argile sableuse
- ✓ sable
- ✓ argile
- ✓ granite fracturé

Le comportement des sols est considéré linéaire élastique parfaitement plastique obéissant la loi de Mohr-Coulomb. Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres : Les paramètres élastiques ( $E$  : module d'Young,  $\nu$  : le coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques ( $\phi$  : angle de frottement,  $c$  : la cohésion et  $\psi$  : angle de dilatance). Les caractéristiques sont données dans le tableau (V.6).

**Tableau V.6 : caractéristiques physique et mécanique des couches de sols**

Paramètres	symboles	unités	argile sableuse	sable	argile	granite fracturé
Model de comportement	-	-	M-C	M-C	M-C	M-C
Type de matériau	-	-	Drainée	Drainée	Drainée	Drainée
Poids volumique non saturé	$\gamma_{\text{unsat}}$	KN/m <sup>3</sup>	15,2	17	15	21
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	KN/m <sup>3</sup>	17	21	18	22
permeabilité	k	m/jour	0,0001	0,5	0,001	0,003
Module de young	$E_{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	1000	120000	10000	$6.10^7$
Coefficient de poisson	$\nu$	-	0,3	0,3	0,35	0,3
Cohésion	$C_{\text{ref}}$	KN/m <sup>2</sup>	15	1	32	30
Angle de frottement	$\phi$	<sup>0</sup> (degre)	3,2	33	14	31
Angle de dilatation	$\psi$	<sup>0</sup> (degré)	0	3	0	1

#### V.4.1.2 Processus de construction et méthodologie de modélisation

Le talus a une surface libre plus ou moins inclinées, la méthode adoptée pour le calcul des contraintes due au poids de sol est celle de la charge gravitaire « *gravity load* », le maillage des éléments est de type grossier à quinze nœuds. Les phases de calcul s'effectuent successivement selon les étapes suivantes :

- ✓ Génération des contraintes effectives initiales par la méthode *gravity load* ;
- ✓ Réinitialisation à zéro des déplacements résultants de la phase précédente ;
- ✓ Détermination du coefficient de sécurité par la méthode *Phi/c réduction*.

En principe on a deux phases de calcul (Tableau V.7), analyse plastique et réduction de phi-c, la dernière phase permet d'évaluer le facteur de sécurité.

**Tableau V.7 : phases de calcul (pente)**

Identification	Phase n°	Start from	Calculation	Loading input	Time (day)	Error
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	N/A
Phase 1	1	0	Plastic analysis	Total multipliers	0	No errors
Phase 2	2	1	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0	No errors



### V.4.1.3 Génération du maillage

#### ➤ Maillage

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et le comportement mécanique des matériaux (*hétérogénéité des matériaux*).

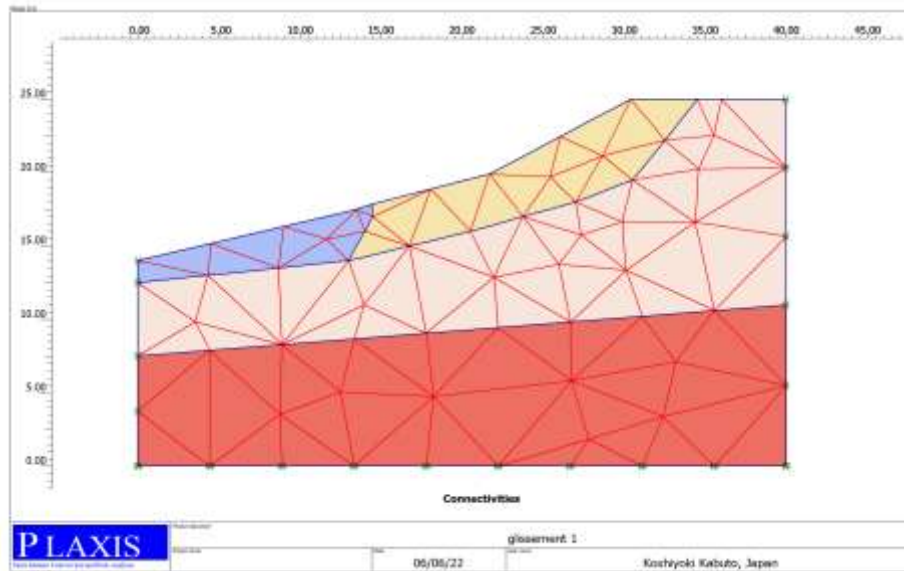


figure V.24 : génération de maillage du domaine

#### ➤ Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contraintes et la configuration initiales doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales. La surface libre est inclinée (non horizontale), la génération des contraintes effectives initiales se fait par l'option charge gravitaire « *gravity load* ».

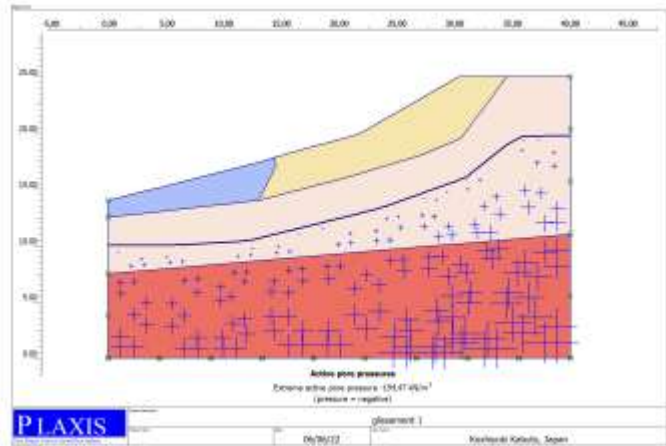
#### ➤ La nappe phréatique

La position de la surface libre de la nappe phréatique est repérée par les coordonnées suivantes :

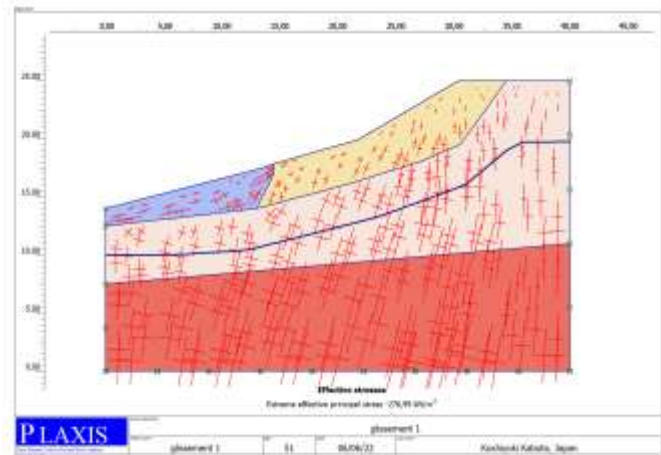
Tableau V.8 : coordonnées de repérage du niveau de la nappe phréatique

<b>X</b>	<b>0</b>	<b>5.5</b>	<b>12.1</b>	<b>23.5</b>	<b>30.9</b>	<b>35.4</b>	<b>40</b>
<b>Y</b>	10	10	10.4	13.3	16	19.7	19.8

**Figure V.25 :** nappe phréatique et pression interstitielle ( $U=194,47 \text{ KN/m}^2$ )



**Figure V.26:** contrainte Effective maximale ( $\sigma' = 276,99 \text{ KN/m}^2$ )



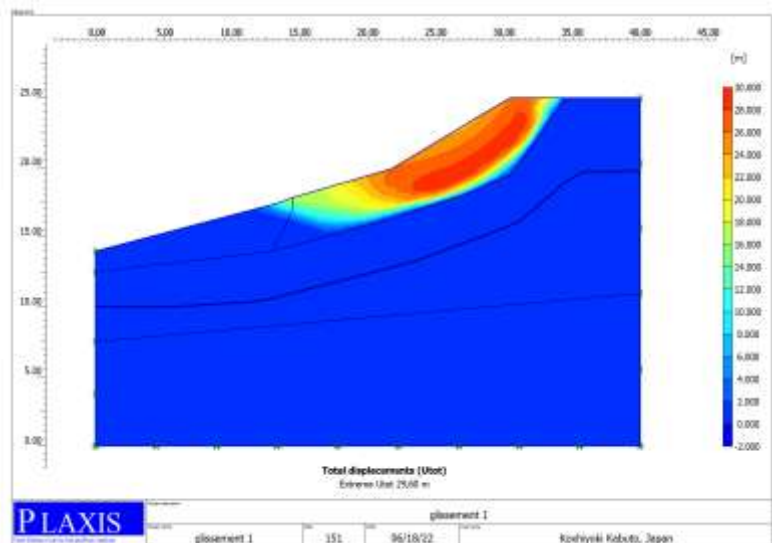
**V.4.1.4 Les résultats**

La simulation numérique est performée à l'aide de la méthode de réduction de la résistance de sol  $c-\phi$  réduction ( *SRM Strength Reduction Method*).

**a. Zone de glissement et champ de déplacement**

La zone de glissement est localisée au niveau de la partie raide de la pente dans la couche de sable argileuse, avec un déplacement total maximal de **29,60 m**.

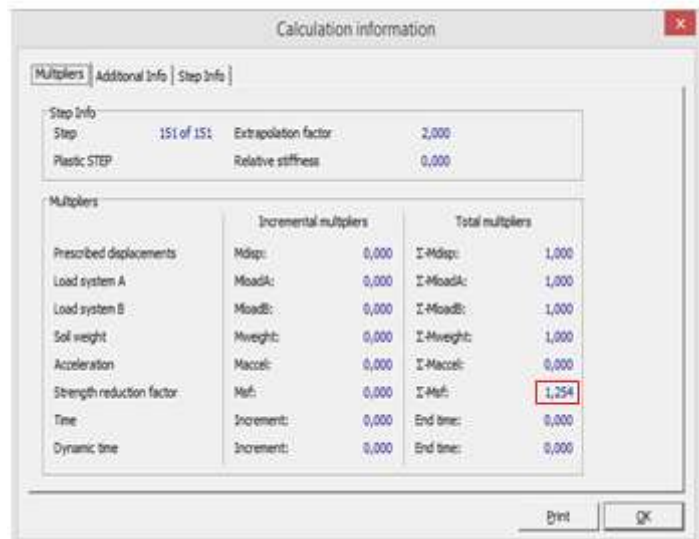
**Figure V.27:** Distribution de champ de déplacement ( $d = 29,60 \text{ m}$ )



### b. Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité obtenu est égale  $1,254 < 1,5$ , ce qui indique que la pente dans son état naturel est instable, Un confortement est donc indispensable pour la stabilisation du massif de sol.

**Figure V.28:** coefficient de sécurité  
( $F_s = 1,254$ )



### V.4.2 Confortement de talus

Le choix de la méthode de confortement du talus dépend d'une part des caractéristiques et l'état de site comme la nature de sols, les conditions de drainage et les surcharges et d'autre part du coût de réalisation, l'accessibilité du site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, les condition de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment le risque de désordre en phase des travaux, le délai impartis à la réalisation du confortement. En conséquence les méthodes disponibles entre autre sont :

- ✓ Drainage
- ✓ Reprofilage
- ✓ Substitution totale ou partielle
- ✓ Renforcement

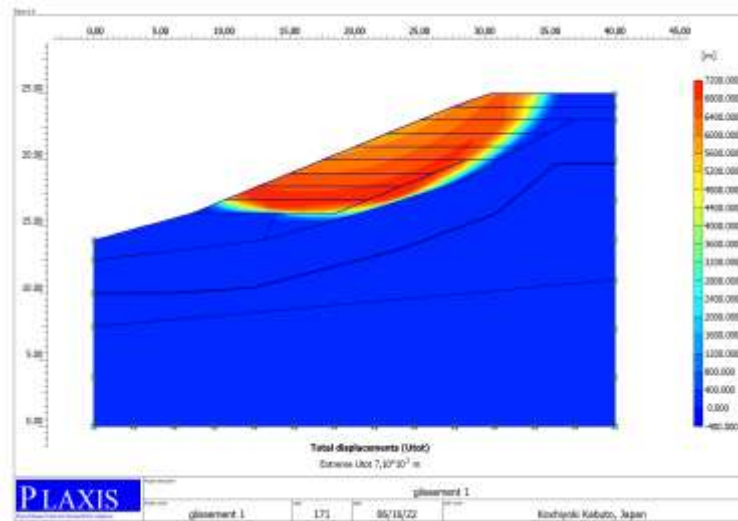
#### **NB :**

La position de la nappe phréatique est plus profonde par rapport au massif instable (zone de glissement), donc le confortement par rabattement de la nappe n'aura aucun effet sur le comportement du talus. Cependant il est bénéfique de prévoir un système de drainage de terrain pour éviter une éventuelle accumulation des eaux.

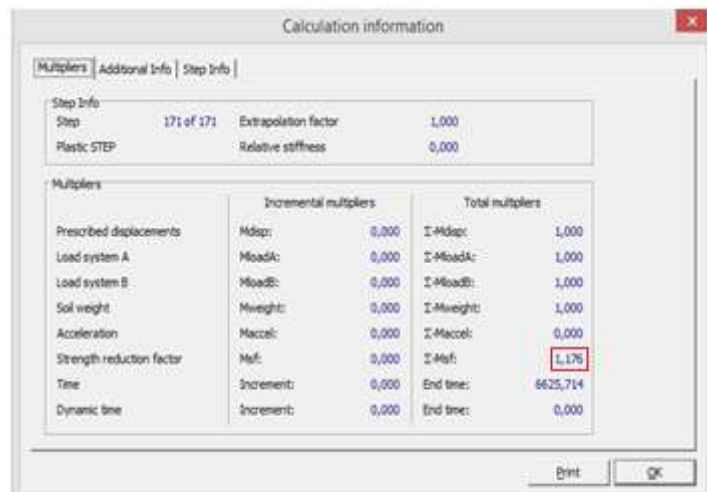
### V.4.2.1 Reprofilage

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

**Figure V.29 :** Distribution de champ de déplacement  
( $d = 7,1 \cdot 10^3 \text{ m}$ )



**Figure V.30:** coefficient de sécurité  
( $F_s = 1,176$ )



Selon les résultats obtenus, on note que cette technique à aggraver la situation, avec un coefficient de sécurité  $F_s = 1,176 < 1,25$  (*Pente naturelle*), ce qui augmente le risque d'instabilité de la pente. Ce résultat est logique car le reprofilage dans ce cas à supprimer une partie de sol au pied de la zone instable ce qui a réduit les forces résistantes.

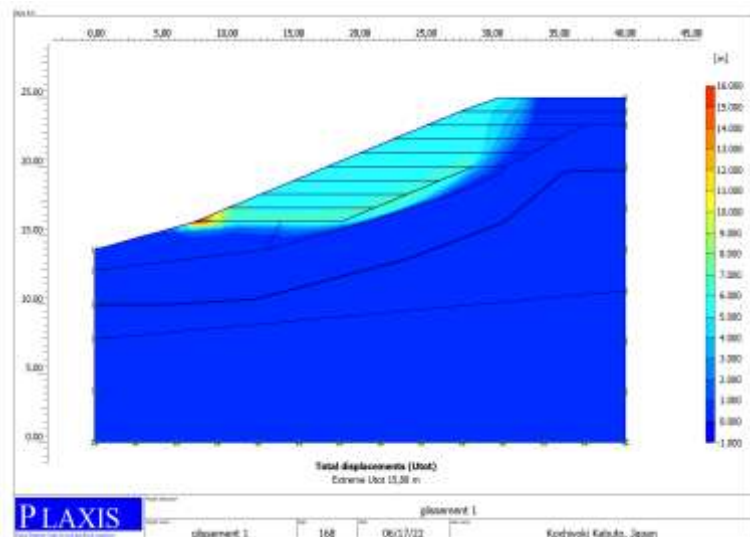
### V.4.2.2 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à purger l'ensemble des matériaux instables ou susceptibles de glisser, et de les remplacer par un matériau de meilleur qualité de point de vue mécanique. La substitution partielle est souvent employée sous forme de bèche ou des contreforts discontinues. Les caractéristiques du matériau de substitution (remblai) sont données dans le tableau (V.9). La méthode de substitution totale est combinée ici avec le reprofilage de la pente.

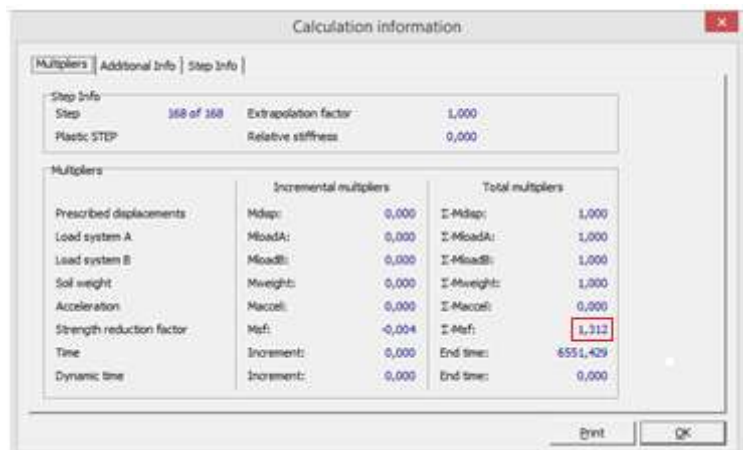
**Tableau V. 9:** caractéristiques physiques et mécaniques du remblai

Parameters	symbols	unites	Remblai
Modèle de comportement	-	-	M-C
Type de matériau	-	-	Drainée
Poids volumique non saturé	$\gamma_{unsat}$	KN/m <sup>3</sup>	15,2
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	KN/m <sup>3</sup>	17
perméabilité	k	m/jour	0,0001
Module de young	$E_{ref}$	KN/m <sup>2</sup>	1000
Coefficient de Poisson	$\nu$	-	0,3
Cohésion	$c_{ref}$	KN/m <sup>2</sup>	20
Angle de frottement	$\varphi$	<sup>0</sup> (degré)	30
Angle de dilatation	$\psi$	<sup>0</sup> (degré)	0

**Figure V.31:** Zone instable et déplacement total (d=15,88 m)



**Figure V.32:** coefficient de sécurité (Fs=1,312)



Cette technique a amélioré légèrement la stabilité de la pente avec une réduction de déplacement total et augmentation de coefficient de sécurité d'environ 5 %, mais la pente est toujours instable ( $F_s = 1,312 < 1,5$ ).

#### V.4.2.3 Renforcement

Le renforcement des sols consiste à améliorer leurs comportements mécaniques à travers l'incorporation des bandes de géosynthétiques. Cela a comme but principal de garantir la stabilité du massif vis-à-vis du glissement.

Le renforcement est effectué soit directement avec le sol naturel sur place (*argile sableuse*) ou avec un matériau de meilleur qualité, tout en maintenant le reprofilage précédent.

##### a. Caractéristiques des matériaux

###### ➤ Le remblai

Le sol de remblai renforcé doit respecter certains exigences notamment des critères mécaniques (frottement) et électrochimique. Les caractéristiques du sol de remblai sont données dans le tableau (V.9).

###### ➤ Les géogrilles de renforcement

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structurels élastiques appelés « *geogrid* » dans le logiciel plaxis. Pour ces éléments, on introduit qu'une seule propriété, c'est la rigidité axiale **EA**. Les caractéristiques sont données dans le Tableau (V.10). Les géogrilles ont été placés horizontalement dans le massif de sol.

**Tableau V.10** : caractéristiques des géogrilles

	Type de matériau	EA (KN/m)	L (m)	Sv (m)
Géogrille RE580	élastique	8000	11	1

###### ➤ Les Interfaces

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface est :  $R_{inter} = 0,7$  aux interfaces entre le sol et les géogrilles

##### b. Modélisation des phases de calcul

Les opérations de renforcement sont réalisées suivant les principales étapes suivantes :

- ✓ Allègement de la pente du talus en forme d'escalier (*figure V.33*);
- ✓ Pose du premier lit de sol et consolidation;

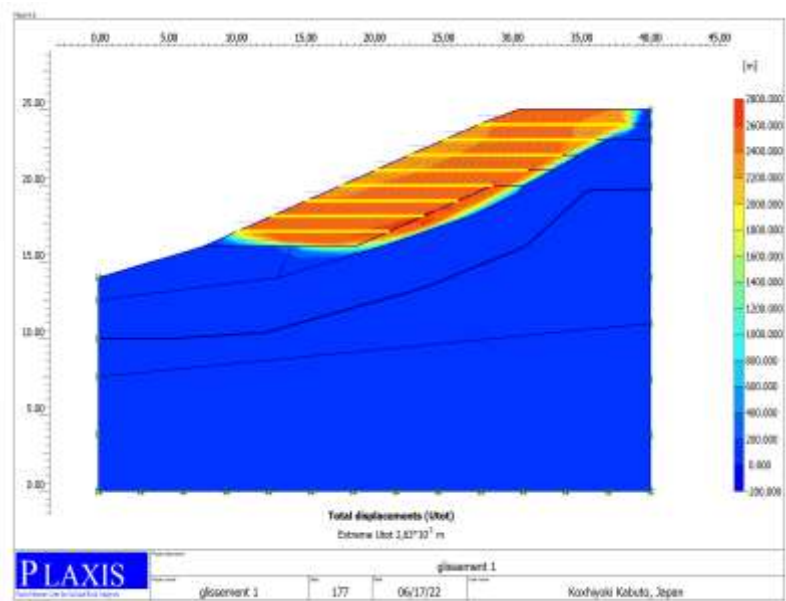
- ✓ Pose de la première bande de géogridle suivit de la deuxième couche de sol consolidée;
- ✓ Ainsi de suite jusque atteindre la forme final du talus et enfin on calcule le coefficient de sécurité.

Chaque phase commence lorsque la précédente se termine.

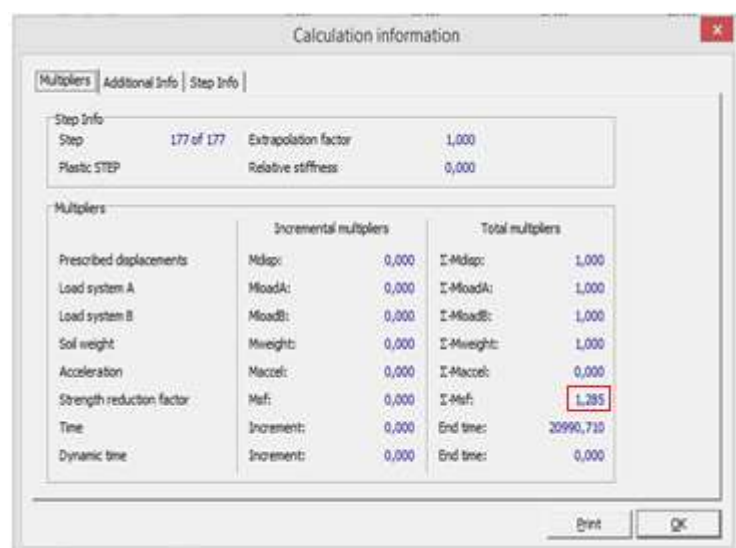
#### V.4.2.3.1 Incorporation des géogridles dans le terrain naturel

Après incorporation des géogridles dans le massif naturel, on obtient une faible amélioration de la sécurité de l'ouvrage (3 %), l'instabilité persiste toujours avec  $F_s = 1,285 < 1,5$ .

**Figure V.33:** Zone instable et champ de déplacement  
( $d=2,63.10^3 m$ )



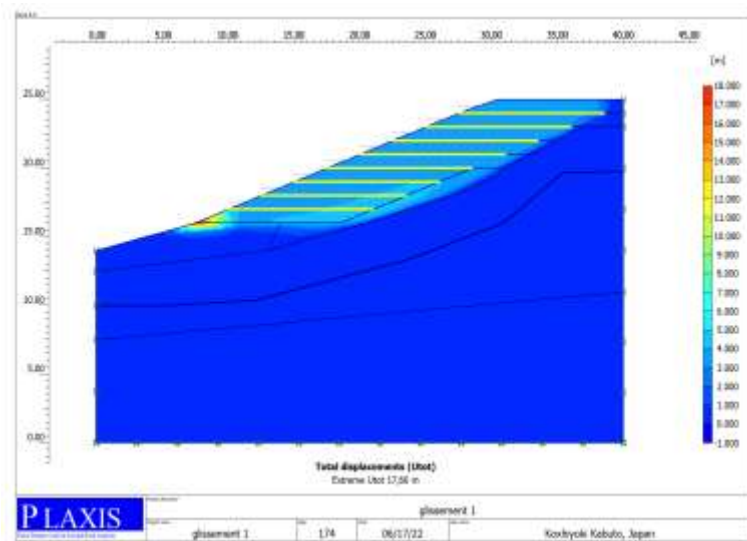
**Figure V.34:** coefficient de sécurité ( $F_s=1,285$ )



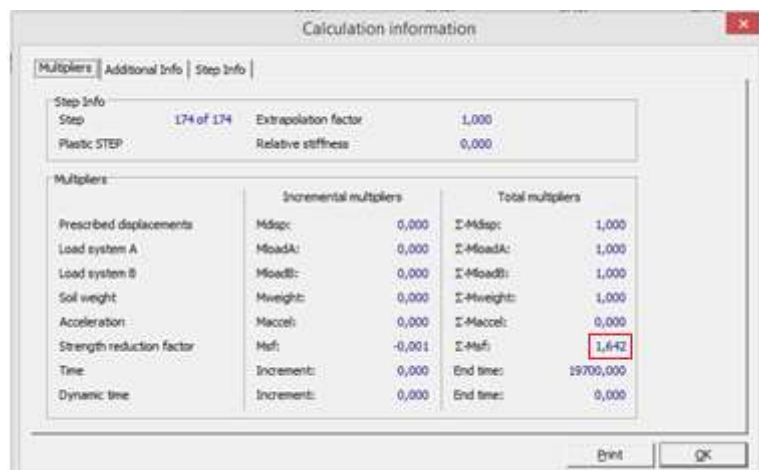
### V.4.2.3 .2 Incorporation de géogridde avec substitution

Le talus étant toujours instable on a opté pour une combinaison de substitution et renforcement par les géogriddes. La construction du remblai de substitution après allègement de la pente en forme d'escalier a été modélisée par la procédure « **staged construction** », où des couches de sols d'épaisseur **100 cm** ont été placés au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du talus est atteinte. Le modèle numérique est mis à jour en ajoutant le sol et les nappes de géogriddes par étapes.

**Figure V.35:** Zone instable et champ de déplacement ( $d = 17,66$  m)



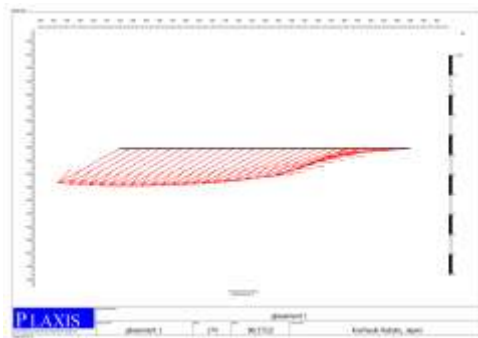
**Figure V.36:** coefficient de sécurité ( $F_s = 1,642$ )



Après reprofilage, substitution et renforcement par les géogriddes de la zone instable, on constate une diminution de déplacement total ( $17,66 \text{ m} < 29,60 \text{ m}$ ), et une augmentation importante de coefficient de sécurité d'environ **31 %**, la stabilité de la pente est assurée avec  $F_s = 1,642 > 1,5$ .



### → Géogrille supérieur

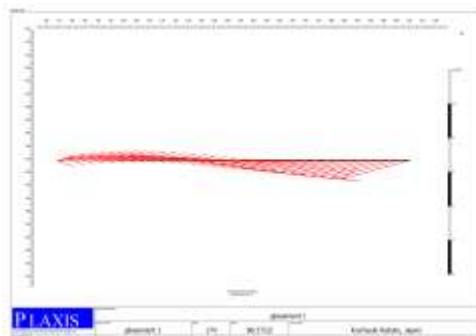


Déplacement = 3,64 m

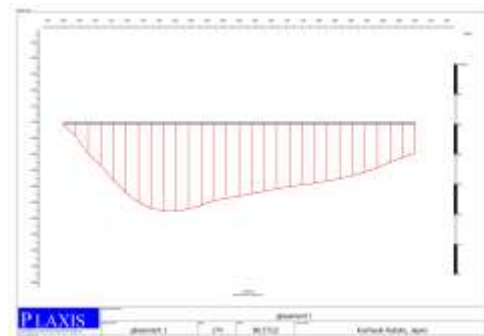


force axiale = 60,8 KN/m

### → Géogrille inférieure



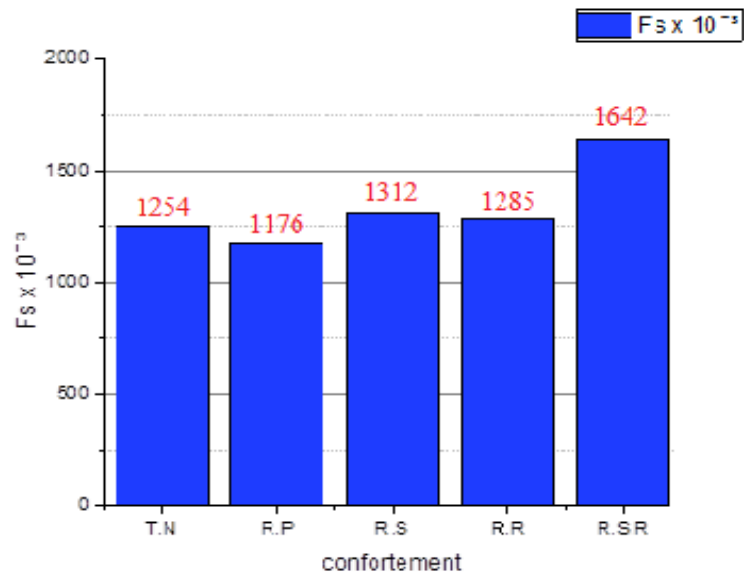
Déplacement = 4,18 m



force axiale = 29,43kN/m

*figure V.37: déplacement et sollicitation des nappes de géogrilles incorporées*

La distribution de déplacement et de force dans la nappe supérieure des géogrilles, montre bien un bon ancrage des éléments de renforcement. Les forces axiales maximums sont développées dans la partie intérieure cotée du massif. En ce qui concerne la nappe inférieure, des géogrilles, on aura un déplacement plus élevé qui peut être attribué à son proximité à la zone là où les plus grands mouvements sont enregistrés sur la pente, les forces axiales sont plus faibles avec un maximum plus proche du bord de la pente.



**Figure V.38 :** variation de coefficient de sécurité en fonction des méthodes de confortement

**Note :**

**T.N :** terrain naturel ; **R.P :** Reprofilage de la pente ;

**R.S :** Reprofilage de la pente et substitution du sol médiocre ;

**R.R :** Reprofilage de la pente et renforcement par géogridde sans substitution du sol médiocre ;

**R.S.R :** Reprofilage de la pente et renforcement par géogridde avec substitution du sol médiocre

## V.5 Conclusion

La modélisation est une étape décisive dans les études d'avant-projet en effet, grâce à la puissance de calcul et à la rapidité de résolution des problèmes géotechniques compliqués, elle permet de prévoir plusieurs scénarios et d'avoir un large éventail de possibilités de conception des ouvrages géotechniques en sol renforcé.

Ces possibilités permettent de réaliser des études paramétriques pour apprécier l'effet de différents paramètres sur la stabilité de l'ensemble. Les résultats de ces simulations numériques offrent aux concepteurs une vision globale sur le comportement mécanique des ouvrages, ce qui permet de prendre des décisions convenables sur le projet final.

Néanmoins, pour que la modélisation d'un ouvrage soit raisonnable, une bonne maîtrise de logicielle de calcul et ces étapes de simulation numérique pour les différentes phases de construction s'avèrent indispensables.

---

*CONCLUSION*  
*GENERALE*

---

## Conclusion générale

Dans le contexte actuel de modernité et de croissance démographique, le développement des infrastructures occupe une place primordiale, par ailleurs, vu le manque des terrains de bonnes qualités pour bâtir les ouvrages, il a été donc nécessaire de développer des techniques pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols.

L'évolution technologique actuel en matière de renforcement des sols, notamment à travers l'utilisation des géosynthétiques, s'oriente vers des solutions adéquates et plus économiques toute on respecte les exigences de l'environnement.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement des ouvrages géotechniques renforcés par des géosynthétiques. Une étude bibliographique assez riche est présentée concernant, les produits géosynthétiques employés pour le renforcement, ainsi que les méthodes d'analyse de la stabilité des ouvrages. Cette étude a permis de mettre en évidence l'évolution considérable des procédés de renforcement des sols dans le domaine géotechnique, à travers le monde grâce à leur performance.

La modélisation numérique a donné une meilleure compréhension du comportement mécanique des ouvrages géotechniques en sol renforcé par des géogridde, à travers les études paramétriques portant sur plusieurs paramètres. De plus elle nous a permet d'enrichir nos connaissances concernant le concept des sols renforcés et leurs application dans le domaine géotechnique.

L'étude des ouvrages en sol renforcées dépendent de plusieurs paramètres, ce qui augmente la difficulté de les analyser par des méthodes analytiques traditionnelles, par conséquent une simulation numérique est indispensable. Les outils numériques de modélisation sont suffisamment développés pour franchir les limitations des calculs analytiques. Actuellement les logiciels de calcul, sont dotés par des options avancées, qui permettent de traiter des cas assez compliqués.

Parmi les résultats importants tirés de cette étude :

- Pour les murs de soutènement en sol renforcé, la présence des nappes des géogriddes distribue les efforts sur une partie plus large dans le massif de sol renforcé ;
- Les murs de soutènement en sol renforcé subissent des efforts et déplacements plus faibles comparé aux murs en béton armé équivalent ;

- Les murs de soutènement en terre renforcée par des géogrilles s'avèrent plus économique, avec une facilité et rapidité de réalisation associée à une grande marge de sécurité par comparaison à des murs consols en béton armé.
- L'étude paramétrique de mur de soutènement renforcé montre que :
  - ➔ Le module de Young à un effet bénéfique sur un intervalle limité ;
  - ➔ L'augmentation des paramètres de résistance ( $c$  et  $\phi$ ), améliore la stabilité de l'ouvrage, mais au-delà de certaine valeur leurs effets devient négligeable ;
  - ➔ L'accroissement de la rigidité axiale et la longueur des éléments de renforcements améliore la sécurité de mur de soutènement ;
  - ➔ L'utilisation des valeurs importantes des propriétés de sol, ou des renforcements engendre la rupture de l'ensemble ;
- L'étude de stabilité d'une pente, montre que le talus est instable dans son état naturel ;
- Malgré le confortement de la pente par reprofilage et par substitution totale, le talus est toujours instable ;
- Le renforcement de la pente utilisant des géogrille combiné avec le sol naturel a amélioré le coefficient de sécurité, mais la stabilité n'est pas totalement assurée ;
- La stabilité du talus est accomplie par combinaison de différentes techniques de confortement, à savoir la substitution totale et le renforcement.

Les résultats des différentes simulations numériques ont montré que l'inclusion des éléments des géosynthétiques dans les sols conduits à une nette amélioration de leurs performances mécaniques, qui se manifeste par une réduction de déplacements totaux et augmentation du facteur de sécurité. Cependant, l'utilisation des géosynthétiques doit être conditionné par l'emploi d'un matériau frottant et consolidé et le contrôle stricte de différent étapes de réalisation.

---

*REFERENCE*  
*BIBLIOGRAPHIQUE*

---

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- Abdelkader ABDELOUHAB.** Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles, Thèse de doctorat, Laboratoire de Génie Civil et de l'Ingénierie Environnementale (LGCIE) de l'INSA Lyon, 2010.
- BAAZIZ Salah Eddine.** Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé, Mémoire Magister Université Mohamed Khider – Biskra, 2012.
- BEDOUHENE Riad, BOUCHOUIT AbdElhamid .** Étude des glissements de terrain du PK 33+100 au PK 33+920 Pénétrante Autoroutière 77, wilaya de Jijel, Mémoire de fin d'étude, 2019.
- BOUDRAA Abderrahim, Bouchair Nadjib** Modélisation numérique et confortement du mouvement de terrain RN43 au Pk127+200 Settara –Jijel, Mémoire de Master, Université de Jijel, 2020.
- Binquet, J. and Lee, K.L.** (1975a). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, 12, pp. 1257–1276.
- Braja M. Das.** Fundamentals of Geotechnical Engineering THIRD EDITION.
- Cambefort, 1964.** Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. Annales I.T.B.T.P., n° 204, Décembre 1964.
- C.C. Huang, F.Y. Menq.** (1997). Deep footing and wide slab effects in reinforced sandy ground Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123 (1) (1997), pp. 30-36.
- Das, B.M., Omar, M.T. and Singh, G.** (1996). Strip foundation on geogrid-reinforced clay. Proceedings of the First European Geosynthetics Conference. Eurogeo 1, Netherlands, pp. 419–426
- Frank, R.** (1998). Fondations et soutènement. Cours de mécanique des sols, Ecole Nationale des Pontset Chaussées.
- Giroud, J.P. and Carroll, R.G.** (1983). Geotextile products. Geotechnical Fabrics Report, pp. 12–15.
- HABIRECHE Yacine, KERKAR Djamel.** Concept de la terre armée et ses applications pour les ouvrages géotechniques, Université Ammar Thelidji Laghouat, 2010).
- Ingold, T.S. and Miller, K.S.** (1988). Geotextiles Handbook. Thomas Telford Ltd. London, U.K.
- J. Brinkgreve.** Manuel de référence Plaxis V8 .Delft Université of Technology& PLAXIS BV, Pays-Bas).
- John, N.W.M.** (1987). Geotextiles. Blackie, London.
- KERROUCHI Embarek, GUESSEIR Laid.** Étude numérique de la stabilité d'un massif de soutènements en sol renforcé par géosynthétiques, Mémoire de fin d'étude, Université d'Échahid Mohamed Lakhdar Ammara d'El Oued 2020.

**Koerner, R.M.** (2005). Designing with geosynthetics. 5th edition, Prentice Hall, New Jersey, USA.

**MAKHOUD Roussana.** Analyse du comportement des murs en sol renforcé par géogrilles, mémoire de fin d'étude conservatoire national des arts et métiers issae – centre associé du Liban, 2018.

**Palmeira, E.M.,** 2009. Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5): 386-390.

**Perkins, S.W., Cuelho, E.V.,** 1999. Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout tests. *Geosynthetics International* 6 (5), 321- 346.

**Reiffsteck P., Arbaut J., Sagnard N., Khay M., Subrin D., Chapeau C., and Levacher D.,** (2007). Laboratory measurements of the mechanical behavior of heterogeneous soils. *Bull Lab PontsChaussées*, 268-269:59-82.

**R.L. Michalowski.** (2004). Limit loads on reinforced foundation soils *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130 (4) (2004), pp. 381-390

**ROUIMEL Rim, BOURBIA Nawal.** Étude et modélisation des corps de chaussées renforcés par des géogrilles, Mémoire de fin d'étude, Université de Jijel, 2020.

**Salima ATTACHE.** Étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par des géosynthétiques, THESE de doctorat, Université de Biskra.

**Sanjay Kumar Shukla.** Une Introduction à l'ingénierie du Géosynthétique, école d'ingénierie , Edition Cowan Université, Joondalup, Perth, Australie, CRC PRESS © 2016 Taylor & Francis Group, London.

**Segrestin, P., Bastick, M.,** 1996. Comparative Study and Measurement of the Pull-Out Capacity of Extensible and Inextensible Reinforcements. *Earth Reinforcement*, Ochiai, Balkema, Rotterdam, 81-87.

**Schlosser, F., Guilloux, A.,** 1981. Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue française de géotechnique*, 16, 65-77.

**Schlosser, F., Jacobsen, H.M. and Juran, I.** (1983). Soil reinforcement. General Report, VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Balkema, Helsinki, 83-101.

**Shukla, S.K.** (2002a). Shallow foundations. Chapter 5, *Geosynthetics and Their Applications*, Shukla, S.K., Editor, Thomas Telford, London, pp. 123-163.

**Shukla, S.K.** (2002b). *Geosynthetics and Their Applications*. Thomas Telford, London.

**Shukla, S.K.** (2012a). *Handbook of Geosynthetic Engineering*. Second Edition, ICE Publishing, London.

**Simac, M.R.** (1992). Reinforced slopes: a proven geotechnical innovation. *Geotechnical Fabrics Report*, pp. 13-25.

**Van Santvoort, G.** (ed.) (1995). *Geosynthetics in Civil Engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

**YAHIAOUI Djarir.** Comportement Mécanique Des Murs De Soutènement En Terre Armée, Mémoire de Magister, Université de Guelma.