

N° d'ordre :

N° de série :

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université d'Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued

Faculté de la Technologie

Département de Hydraulique et de Génie Civil



Mémoire de Fin d'Études

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER ACADEMIQUE** En Matériaux de
Génie Civil Présenté par

HAMMAD Med Yacine, LOUBIRI Elmoradj, KHOUAZEM Idrise

Thème

**Etude numérique d'un mur de soutènement en sol
renforcé par géosynthétique**

Soutenu le ../06/2020. Devant le jury composé de :

Mr. KAAB Mohamed Zohir

Président

Mr. FARIK Ali

Rapporteur

Mr. BEDADI Laid

Examineur

Année Universitaire 2019/2020

Remerciements

Nous remercions initialement Allah de nous avoir donné du courage et de patience pour arriver à terminer ce modeste travail.

Tous nos remerciements et notre appréciation à nos chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour nous réussissons.

*Nous remercions le monsieur **FARIK Ali** mon encadreur non pas par simple courtoisie mais pour ses précieux conseils et son orientation qui a permis de mener à bien ce travail*

Nous remercions également les membres du jury de nous avoir fait l'honneur de lire notre travail et de nous faire part de leurs appréciations instructives.

*Mes plus vifs remerciements s'adressent à tous nos professeurs et collègues du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université d'Eloued, On mentionne **Dr.DJEDID Tarek**, et **Dr.KAAB Mohamed Zohir**. Et **Dr.MANI Mohammed***

En fin Nous remercions tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail de près ou de loin.

ABSTRACT

The use of reinforced soil retaining structures has experienced major development in the field of civil engineering. This concept is based on the reinforcement of the ground by adding reinforcements which can be metallic or geosynthetic and a facing, the use of this technique tends to develop in many countries thanks to their performances, their economy and their esthetics.

The objective of this work is to apply a numerical methodology to a retaining wall of soils reinforced by horizontal layers of geogrid, using numerical code of calculation "PLAXIS 2D". In order to find out the behavior of these structures, the most important of which are horizontal displacement and safety factors.

This study was conducted to assess the effect of a few parameters: the length of the geogrid, the addition of secondary reinforcement layers, non-uniform reinforcement and the angle of friction of backfill material. The results obtained have shown that the appropriate choice of these parameters makes it possible to considerably improve the stability of these structures and at the same time minimize the cost of their construction.

Key words: Retaining wall, reinforced soil, geosynthetics, numerical modeling, Plaxis.

ملخص

شهد استخدام الهياكل الاستنادية المنجزة بواسطة التربة المسلحة تطوراً كبيراً في مجال الهندسة المدنية. يعتمد هذا المفهوم على تعزيز التربة بإضافة تعزيزات التي يمكن أن تكون معدنية أو من الجيوسانتيك و واجهة لحماية التربة، و يميل استخدام هذه التقنية إلى التطور في العديد من البلدان بفضل أدائها واقتصادها وجماليتها.

الهدف من هذا العمل هو تطبيق منهجية عديدة على جدار إستنادي من تربة المعززة بطبقات أفقية من الجيوسانتيك باستخدام برنامج البلاكسيس "PLAXIS 2D". من أجل معرفة سلوك هذه الهياكل خصوصاً التشوه الأفقي و معامل الأمان.

أجريت هذه الدراسة لتقييم تأثير بعض العناصر مثل: طول عناصر التعزيز ، إضافة طبقات التعزيز ثانوية ، تعزيز الجدار بشكل غير المنتظم وزاوية خشونة تربة الردم. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن الاختيار المناسب لهذه العناصر يمكن أن يساهم بشكل كبير في تحسين استقرار هذه الهياكل وفي نفس الوقت في تقليل تكلفة بنائها.

الكلمات المفاتيح: جدار الإسناد، التربة المسلحة، الجيوسانتيك، النمذجة الرقمية، بلاكسيس.

RESUME

L'utilisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé a connu un développement majeur dans le domaine du génie civil. Ce concept est basé sur le renforcement du sol en ajoutant des renforts pouvant être métalliques ou géosynthétiques et un parement, l'utilisation de cette technique tend à se développer dans de nombreux pays grâce à leurs performances, à leur économie et à leur esthétique.

L'objectif de ce travail est d'appliquer une méthodologie numérique à un mur de soutènement de sols renforcé par des nappes horizontales de géogrille, en utilisant le code de calcul numérique "PLAXIS 2D". Afin de connaître les comportements de ces structures, dont les plus importants sont le déplacement horizontal et les facteurs de sécurité.

Cette étude a été menée pour évaluer l'effet de quelques paramètres : la longueur du géogrille, l'ajout des nappes secondaires de renforcement, le renforcement non uniforme et l'angle de frottement de matériau de remblai. Les résultats obtenus ont démontré que le choix adéquat de ces paramètres permet d'améliorer considérablement la stabilité de ces ouvrages et au même temps minimiser le coût de leurs réalisations.

Mots clé: Mur de soutènement, sol renforcé, géosynthétiques, modélisation numérique, Plaxis.

Liste des figures

Chapitre I

Figure 1-1. Exemple de soutènement.....	4
Figure 1-2. Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente.....	5
Figure 1-3. Mur poids en béton.....	6
Figure 1-4. Mur en gabion.....	7
Figure 1-5. Les murs en sol renforcée.....	7
Figure 1-6. Les ouvrages cellulaires.....	8
Figure 1-7. Mur en « T renversé » (a), Mur en « L » (b).....	9
Figure 1-8. Diverses dispositions de bèches.....	9
Figure 1-9. Murs parois moulée.....	10
Figure 1-10. Les rideaux de palplanches.....	10
Figure 1-11. Murs partiellement ou totalement ancrés.....	11
Figure 1-12. ouvrages de soutènement en terre arme.....	12

Chapitre II

Figure 2-1. Mur en Terre Armée.....	15
Figure 2-2. Exemples d'ouvrages en remblai renforcé(NF P94-270, 2009).....	16
Figure 2-3. Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009).....	17
Figure 2-4. Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples (NF P94-270, 2009).....	17
Figure 2-5. Dimensionnement courant d'un massif en remblai renforcé.....	18
Figure 2-6. Système de parement (d'après Pierre SEGRESTIN, 2009).....	20
Figure 2-7. Panneau de pleine hauteur (d'après Abu-Hejleh et al., 2001).....	21
Figure 2-8. Panneaux de hauteur partielle (Terre Armée).....	22
Figure 2-9. Panneau incliné préétablie : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée.....	22
Figure 2-10. Jardinières (NF EN 14475).....	23
Figure 2-11. Blocs.....	23
Figure 2-12.Poteaux et plaques en béton (NF EN 14475).....	24
Figure 2-13. Peau semi-elliptique en acier : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée.....	25
Figure 2-14. Treillis soudé en acier.....	25

Figure 2-15. Cages de gabions.....	26
Figure 2-16. Parement en Pneu-sol.....	26
Figure 2-17. Éléments de parement.....	27
Figure 2-18. Photos d'autres formes de parement.....	28
Figure2-19. Coefficient de frottement (terre-armature).....	29
Figure 2-20. Armatures en acier galvanisé	29
Figure 2-21. l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation.....	30
Figure 2-22. L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration.....	31
Figure 2-23. Géosynthétiques en drainage.....	31
Figure 2-24. L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement.....	32
Figure 2-25. Utilisation contre l'érosion.....	32
Figure 2-26. Utilisation des géosynthétique comme Confinement des fluides/gaz.....	33
Figure2-27.Principales fonctions des géosynthétiques.....	33
Figure 2-28. Différents produits géocomposites.....	34
Figure2-29. Les différents types de géotextiles.....	34
Figure 2-30.Les géogrilles uni-axiales.....	35
Figure 2-31. Exemple sur Le renforcement par Les géogrilles biaxiales.....	35
Figure 3-32.Géogrille tridimensionnelle.....	36
Figure 2-33. Photos d'autres types de Géosynthétiques.....	36
Figure 2-34. Vue du dessus - cas d'une nappe ($D < 2B$).....	37
Figure 2-35. Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée.....	38
Figure 2-36. Photo du montage d'un niveau d'éléments de parement.....	39
Figure 2-37. Photos du remblaiement et du compactage d'une couche de sol.....	39
Figure 2-38. Photo de la pose d'un lit d'armatures.....	40
Figure 2-39. Domaine d'emploi de La technique de la terre armée.....	43
Figure 2.40 : Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017).....	44

Figure 2.41. Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA Recommandations et règles de l'art SETRA .1979).....	46
Figure 2.42. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Reiffsteck, 2007).....	46
Figure 2.43. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Vidal, 1966).....	47
Figure 2.44. Fonctionnement interne d'un muren remblai renforcé (LCPC 2003).....	47
Figure 2.45. Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003).....	48
Figure 2.46. Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé.....	49
Figure 2.47. Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé.....	50
Figure 2.48. Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé.....	50

Chapitre III

Figure 3-1. Organigramme du code Plaxis 2D.....	54
Figure 3-2. Définition de E0 et de E50.....	57
Figure 3-3. Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb.....	59
Figure 3-4. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).....	60

Chapitre IV

Figure 4-1. Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé.....	64
Figure 4-2. Blocs modulaires et connexion géogrille.....	64
Figure 4-3. Étape 1 : Installation d'un bloc modulaire dans la première couche.....	67
Figure 4-4. Étape 2 : Mise en place d'une couche de remblai et Installation de la première nappe de géogrille.....	68
Figure 4-5. Étape 3 : étape – intermédiaire.....	68
Figure 4-6.étape –finale.....	68
Figure 4-7. Profil représentatif du modèle numérique(Le maillage.).....	69
Figure 4-8. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	70
Figure 4-9. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	70
Figure 4-10. Exemple de déplacement totale de la nappe géosynthétique n°01.....	71
Figure 4-11.Exemple de la force axial résulte dans la nappe géosynthétique n° 01.....	71

Figure 4-12. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	74
Figure 4-13. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	74
Figure 4-14. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	75
Figure 4-15. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux	75
Figure 4-16. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	76
Figure 4-17. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	76
Figure 4-18. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	77
Figure 4-19. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	77
Figure 4-20. Déplacement horizontal des parements.....	78
Figure 4-21. Courbe coefficient de sécurité en fonction de la déplacement	79
Figure 4-22 Courbe coefficient de sécurité en fonction le rapport L/H.....	80
Figure 4-23. Les déplacements horizontalUx en fonction le rapport L/H.....	80
Figure 4-24. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	81
Figure 4-25. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	81
Figure 4-26. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	82
Figure 4-27. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	82
Figure 4-28. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	83
Figure 4-29 : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	83
Figure 4-30. Déplacement horizontal des parements.....	84
Figure 4-31. Les déplacements horizontalUx en fonction le rapport L'/H.....	85
Figure 4-32. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	86
Figure 4-33. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	86
Figure 4-34. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	87
Figure 4-35. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux.....	87
Figure 4-36. Déplacement horizontal des parements.....	88
Figure 4-37. Les déplacements horizontalUx en fonction le rapport L''/H.....	89
Figure 4-38. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....	90

Figure 4-39. : (a) Déplacements verticaux	(b) Déplacements horizontaux.....	90
Figure 4-40. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....		91
Figure 4-41. : (a) Déplacements verticaux	(b) Déplacements horizontaux.....	91
Figure 4-42. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.....		92
Figure 4-43.: (a) Déplacements verticaux	(b) Déplacements horizontaux.....	92
Figure 4-44. Déplacement horizontal des parements		93
Figure 4-45. Courbe coefficient de sécurité en fonction de la déplacement.....		94
Figure 4-46. : Courbe (a) $U_x(\text{mm})$ fonction l' angle de frottement		
Courbe (b) coefficient de sécurité en fonction l' angle de frottement.....		94

Liste des tableaux

Chapitre I

Chapitre II

Tableau 2-1: Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée.....19

Tableau 2.2 : Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017).....45

Tableau 2.3 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m (ISBTP- conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006).....45

Chapitre III

Chapitre IIII

Tableau 4-1. Propriétés géomécaniques du sol.....65

Tableau 4-2. Propriétés du géogrille.....66

Tableau 4-3. Propriétés du bloc modulaire.....66

Tableau 4-4. Différentes combinaisons utilisé pour les analyses.....73

Tableau 4-5. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.....79

Tableau 4-6. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.....85

Tableau 4-7. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.....89

Tableau 4-8. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.....94

Tableau 4-9. récapitulatif des résultats d'analyse par éléments finis.....95

Liste des symboles

σ_h : Contrainte horizontale.
 σ_v : Contrainte verticale.
 σ_a : Contrainte de poussée.
 σ_p : Contrainte de butée.
 σ_1 : Contrainte principale.
 τ : Contrainte tangentielle.
 ε : Déformation.
 γ_{xy} : Distorsion.
 Y : Poids volumique.
 K_0 : Coefficient de pression de terre au repos.
 K_a : Coefficient de poussée.
 K_p : Coefficient de butée.
 K_q : Coefficient de pression due à la surcharge.
 K : Matrice de rigidité.
 OC : Teneur en matière organique.
 R_{0c} : Rapport de sur consolidation.
 C : La cohésion.
 ν : Coefficient de poisson.
 E : Module d'Young.
 φ : Angle de frottement.
 ψ : Angle de dilatance.
 δ : Angle de frottement sol - Mur.
 θ : Angle de rupture.
 λ : Angle du parement incliné.
 β : l'inclinaison du remblai d'arrière le mur.
 e : Excentricité.
 F_a : Force de poussée.
 F_p : Force de butée.
 q : Surcharge uniformément répartie.
 F_r : Coefficient de sécurité au renversement.
 F_g : Coefficient de sécurité au glissement.
 R_p : Résistance à la pointe.
 q_s : Frottement latérale unitaire.
 μ : Coefficient de frottement réel.
 τ^* : Frottement limite.
 U^* : Déplacement relative.
 $f\varphi$: Coefficient de frottement.
 W_n : Teneur en eau naturelle.
 S_r : Degré de saturation.
 W_l : Teneur en eau de liquidité.
 W_p : Teneur en eau de plasticité.
 I_p : Indice de plasticité.
 Y_d : Densité sèche.
 Y_h : Densité humide.
 EA : Rigidité axiale.
 EI : Rigidité de flexion.
 S_v : Espacement vertical.
 L : Longueur de géogridde.
 U : Déplacement total.
 U_h : Déplacement horizontal.
 F_s : Coefficient de sécurité.

Table des matières

Remerciements

ملخص

abstract

resume

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Table des matière

Introduction générale..... 1

CHAPITRE I – LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

INTRODUCTION GENERALE

I-1.Introduction..... 4

I-2. Généralité sur les ouvrages de soutènement..... 4

I-3. Différents types des ouvrages de soutènement..... 5

I-3.1. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement 6

I-3.1.1. Mur poids 6

I-3.1.2. Mur en gabion..... 6

I-3.1.3. Les murs en sol renforcée ou en terre armée..... 7

I-3.1.4. Les ouvrages cellulaires..... 8

I-3.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement... 8

I-3.2.1. Mur en « T renversé» en béton armé..... 8

I-3.2.2. Les murs en parois moulées..... 9

I-3.2.3. Les rideaux de palplanches..... 10

I-3.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages..... 10

I.4.Comparaison entre les ouvrages de soutènement classiques et les ouvrages en terre armée.....	11
--	----

I-5. Conclusion.....	12
----------------------	----

Chapitre II–Le mur en sol renforce

II-1.Introduction.....	14
------------------------	----

II-2.Définition et principe de la terre armée.....	14
--	----

II-3. Types d'ouvrages en remblai renforcé.....	16
---	----

II-4.Dimensionnement courant des ouvrages.....	17
--	----

II-5. Les éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé.....	18
---	----

II-5.1.Le matériau de remblai.....	18
------------------------------------	----

II-5.1.1.Critères géotechniques.....	18
--------------------------------------	----

II-5.1.2. Critères chimiques ou électrochimiques.....	19
---	----

II-5.2.Le parement.....	19
-------------------------	----

II-5.2.1.Parement durs.....	20
-----------------------------	----

II-5.2.2.Parement déformables.....	24
------------------------------------	----

II-5.2.3.Parement mous.....	27
-----------------------------	----

II-5.3.Armatures de renforcement.....	28
---------------------------------------	----

II-5.3.1.acier.....	29
---------------------	----

II-5.3.2.géosynthétique.....	30
------------------------------	----

II-5.3.2.1.Les géosynthétiques les plus utilisés sont.....	33
--	----

II-5.3.2.2. Murs en remblai renforce par éléments géosynthétiques.....	37
--	----

II-5.3.2.3. Avantages de l'utilisation de geosynthetiques pour le renforcement....	37
--	----

II-6 Mise en œuvre de la terre armée.....	38
---	----

II-6 .1 Montage d'un niveau d'éléments de parement.....	39
---	----

II-6 .2. Remblaiement d'une couche de sol et éventuellement compactage.....	39
---	----

II-6.3. Pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage.....	40
II-7. Durabilité des ouvrages en Terre Armée.....	41
II-8. Avantages et domaines d'utilisation.....	41
II-8.1. Routes et autoroutes.....	42
II-8.2. Ouvrages ferroviaires.....	42
II-8.3. Ouvrages maritimes et fluviaux.....	43
II-8.4. Ouvrages industriels et de protection.....	43
II-9. Methode de calcul.....	44
II-9.1. Introduction.....	44
II-9.2. Dispositions constructives générales (pré dimensionnement).....	44
II-9.3. Principe de fonctionnement.....	46
II-9. 4. Modes de rupture.....	48
II-10. Conclusion.....	50
 Chapitre III– Modèles de comportement et l’outil numérique utilisé	
III-1. Introduction.....	52
III-2. Méthode des éléments finis.....	52
III-2.1. Le calcul par la méthode des éléments finis	53
III-3. Présentation de PLAXIS.....	54
III-3-1. Les sous-programmes de plaxis.....	55
III-3-2. Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS	55
III-3-2-1. Modèle élastique linéaire.....	56
III-3-2-2. Modèle de mohr-coulomb.....	56
III-4. Conclusion.....	61
 Chapitre IV :Etude de cas	
IV-1. Introduction.....	63

IV -2.Simulation numérique.....	63
IV -2.1 Présentation du modèle numérique.....	63
IV -2.2 Donnés et paramètres de l'étude.....	64
IV -3. Processus de construction et Méthodologie de Modélisation	67
IV -4. Génération du maillage.....	69
IV 5. Les résultats.....	70
IV -6. Etude paramétrique.....	72
IV -6-1.Effet de la longueur des géogrilles.....	73
IV -6-2.Effets de la nappe (géogrille) secondaire.....	80
IV -6-3.Effets de renforcement non uniforme.....	85
IV -6-4.Effetd'angle de frottement φ (degrés)	89
IV -6.Conclusion.....	96
CONCLUSIONS GENERALES.....	97

Introduction Générale :

Il est connu que le sol est un matériau utilisé dans la construction en raison de sa disponibilité et de son faible coût qui est l'un de ses principaux avantages, mais ses propriétés mécaniques ne sont pas toujours satisfaisantes ce qui entraîne de nombreux problèmes lors de la construction de grandes structures. Le sol bonne résiste à la compression, mais est très faible en traction. Le premier objectif est d'ajuster ses propriétés mécaniques et d'améliorer la résistance à la traction tout en conservant ses avantages.

Les propriétés mécaniques du sol peuvent être améliorées chimiquement ou physiquement en liant les particules ensemble de telle sorte que sa résistance augmente. Il s'agit d'ajouter la chaux, le ciment, le bitume ou autres liants. Ces méthodes sont appelées « technique d'amélioration des sols ». Toutefois, dans le cas des grandes constructions tel que les constructions linéaires et les ouvrages de soutènement, ces méthodes ne semblent pas être des solutions économiques (Holtz, 2001 et Vidal, 1969). La terre renforcée est une autre technique dans laquelle la résistance du sol est rehaussée par l'addition des inclusions linéaires disposée horizontalement.

La technique de renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géosynthétiques est l'une des techniques qui évoluée actuellement dans le domaine de la géotechnique. Les géosynthétiques sont utilisés principalement pour améliorer la résistance du remblai support des charges. Ce type de renforcement devient plus adapté que l'ancien type de renforcement par armatures métalliques.

Le présent travail a pour objectif de modéliser numériquement un ouvrage de soutènement renforcé par des nappes géosynthétiques. Ce mur est étudié par l'utilisation des logiciels de calcul performant. Le code Plaxis 2D à titre d'exemple. Ce logiciel permet de modéliser n'importe quelle structure en sol de remblai en étudiant plusieurs paramètres influant sur son comportement.

Plan de travail :

Ce mémoire est composé par deux parties, la première partie « synthèse bibliographique sur les ouvrages en remblais renforcés » est constituer par 02 chapitres :

- **Chapitre I:** les ouvrages de soutènement comporte des généralités sur les ouvrages de soutènement et les différents types selon leur mode de fonction

-**Chapitre II:** les ouvrages en remblai renforcés, ce chapitre portant des informations sur le principe et le dimensionnement courant des ouvrages de la terre armée et les éléments qui constituant un ouvrage en sol renforcé, le matériau de remblai, les types de parement, les inclusions des nappes en acier ou en géosynthétique, et les méthodes de calcul des murs de soutènement en sol renforcé.

La seconde partie « Modélisation numérique» est constitué par 02 chapitres:

- **Chapitre III:** comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS 2D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.

- **Chapitre IV:** sera consacré à l'étude et la modélisation numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par des nappes géosynthétiques. Il comporte la présentation de la simulation numérique de notre cas étudié et les diverses phases de calculs.

Ce chapitre présente aussi une étude paramétrique sur l'influence de plusieurs paramètres, comme la longueur des géogrilles, l'ajout des nappes secondaires, le renforcement non uniforme et l'effet d'angle de frottement du remblai sur la stabilité du mur en sol renforcé.

CHAPITRE I
LES OUVRAGES DE
SOUTÈNEMENT

I-1.Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé. Le domaine des sols renforcés s'est développé à partir des années 1970, et fait, depuis, l'objet de nombreuses recherches. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par une certaine souplesse

I-2. Généralité sur les ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement :

- Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussés sur l'ouvrage.
- L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements

Ces ouvrages qui sont considérés généralement comme éléments secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (ponts,...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.[1]



Figure 1-1. Exemple de mur soutènement.

I-3. Différents types des ouvrages de soutènement :

Un ouvrage de soutènement peut retenir d’une part de terre en remblai et d’autre part en déblai.

Le massif de sol retenu exerce la force de poussée qui diffère par trois modes principaux :

- La poussée est reprise par le poids de l’ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par encastrement de l’ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par des ancrages. [2]


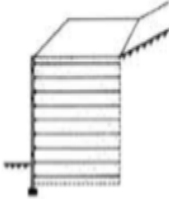
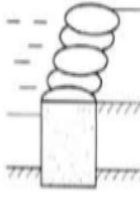
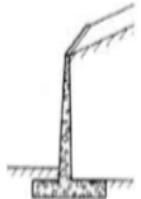
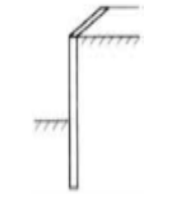
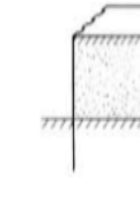
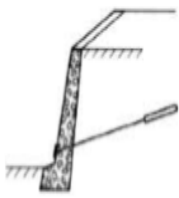


Tableau 1 - Classification des ouvrages de soutènement d’après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l’ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

Figure 1-2. Les divers types d’ouvrages de soutènement classés d’après la distinction précédente. [2]

I.3.1. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement On distingue 04 familles principales suivantes:

- Mur poids
- Mur en gabion
- Mur en sol renforcée ou en terre armée
- Ouvrages cellulaires

I.3.1.1. Mur poids:

Le mur poids est parmi les plus anciens murs de soutènement ; il résiste à la poussée des terres par son propre poids, il est généralement construit en béton ou en maçonnerie, il pose souvent des problèmes de tassement et de fondation dans le cas des terrains ne présentant pas de bonnes caractéristiques mécaniques. [3]

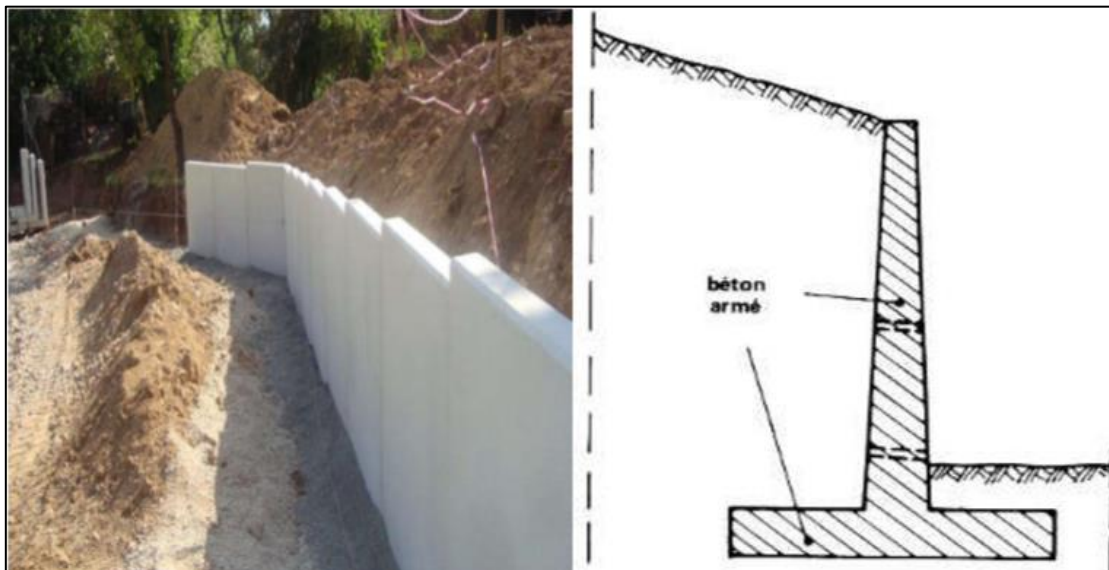


Figure 1-3. Mur poids en béton[4]

I.3.1.2. Mur en gabion:

C'est un mur dérivé du mur poids, il a la forme d'une caisse chargée par sa partie haute de cailloux quant aux murs gabions, ils peuvent être assimilés à des murs poids ou caisson : il s'agit d'une enveloppe de fil de fer grillagée parallélépipédique remplie de gros galets laissant

le drainage de l'eau et évitant ainsi toute pression hydrostatique. Ce type de murs convient dans le cas de terrains compressibles. [3]

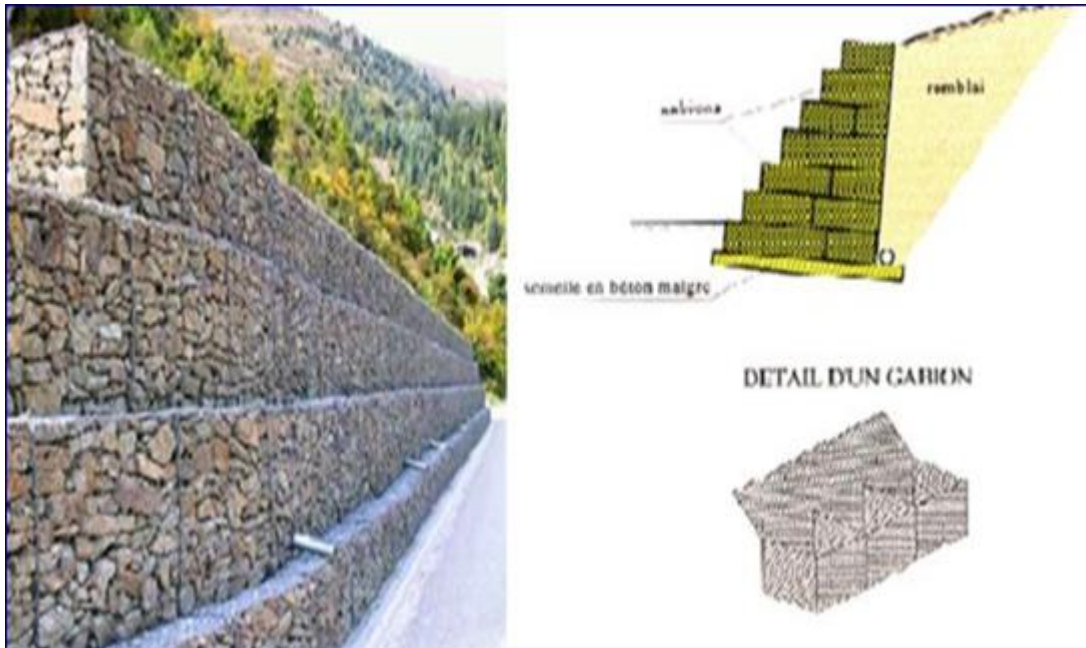


Figure 1-4. Mur en gabion [3]

I.3.1.3. Les murs en sol renforcée ou en terre armée:

Dans ce type des murs, le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation. [3]

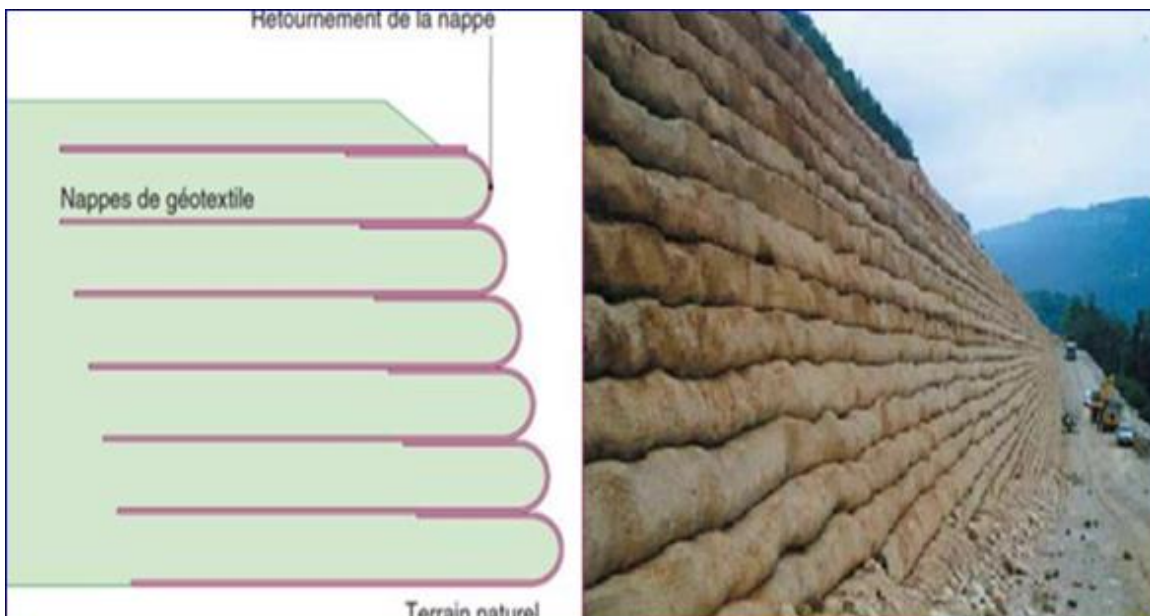


Figure 1-5. Les murs en sol renforcée [3]

I.3.1.4. Les ouvrages cellulaires :

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple, on utilise généralement dans les travaux maritimes.



Figure 1-6. Les ouvrages cellulaires. [2][4]

I.3.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement :

Parmi les ouvrages de ce type, on citera :

- Mur en « T renversé » en béton armé
- Murs en parois moulées
- Les rideaux de palplanches

I.3.2.1. Mur en « T renversé » en béton armé :

Il se forme d'une base élargie (semelle) et encastree à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut être d'ailleurs considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale qui passe par l'extrémité arrière de la semelle.

Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides. [3]



Figure 1-7. Mur en « T renversé » (a), Mur en « L » (b). [3]

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bêche ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage. [3]

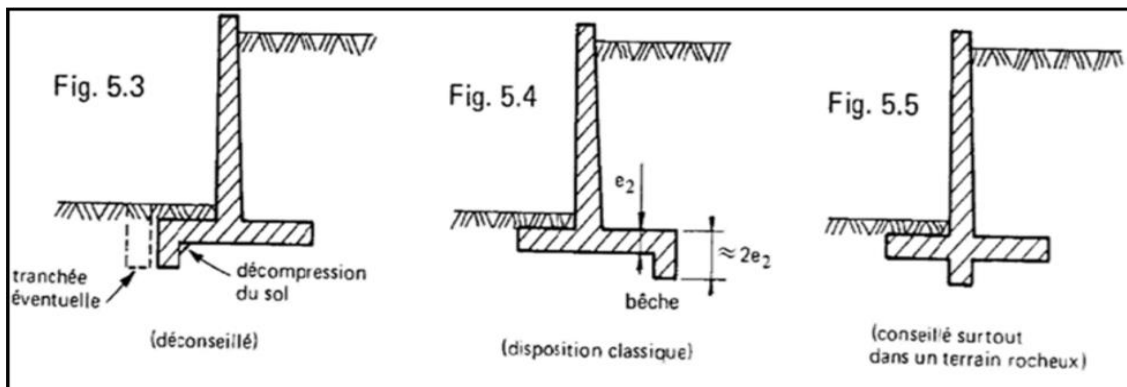


Figure 1-8. Diverses dispositions de bêches[3]

I.3.2.2. Les murs en parois moulées :

Cette technique qui consiste à réaliser le mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour assurer la stabilité. Cette dernière est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation. [3]

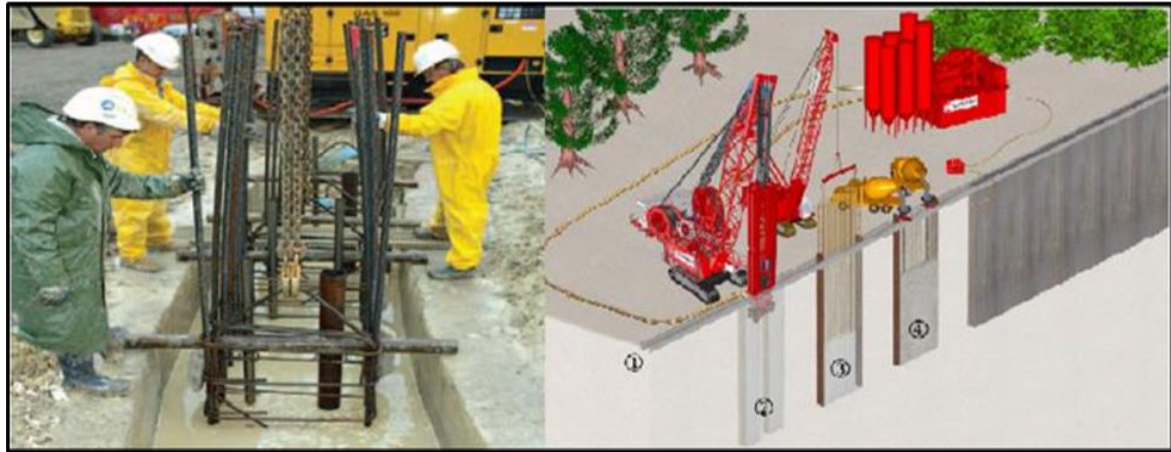


Figure 1-9. Murs parois moulée[5]

I.3.2.3. Les rideaux de palplanches :

Ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage. [3]



Figure 1-10. Les rideaux de palplanches. [3]

I.3.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages :

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages c'est le cas notamment des rideaux des parois moulées et des parois berlinoises figure (a). Il existe également des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas des murs épinglés figure (b). [3]

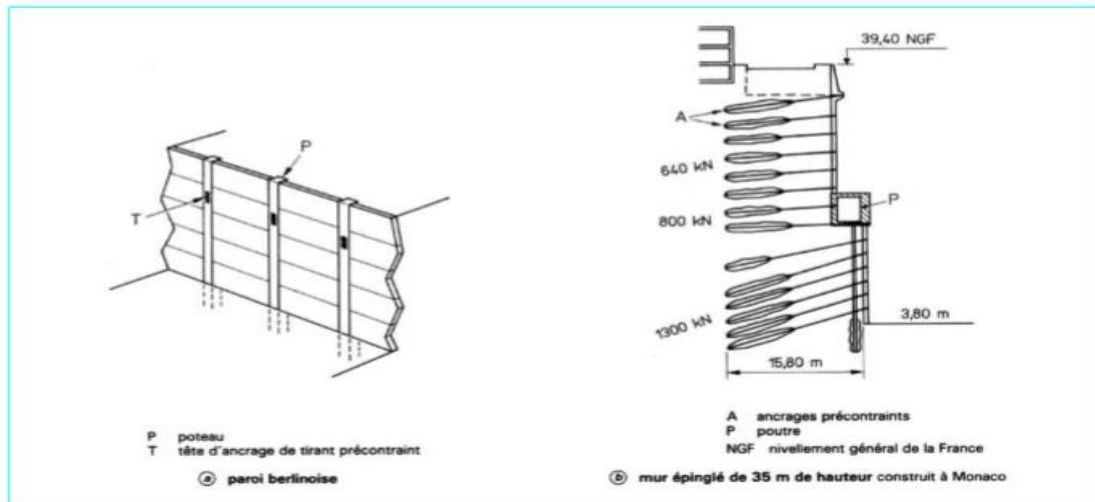


Figure 1-11. Murs partiellement ou totalement ancrés. [2]

I.4. Comparaison entre les ouvrages de soutènement classiques et les ouvrages en terre armée

La figure 1-12 présente une comparaison entre les ouvrages de soutènement classiques et les ouvrages en terre armée.

Type	Situation de l'ouvrage	Solution classique	Solution terre armée	Photographie de l'ouvrage
Murs de soutènement de montage	Autoroute A 8 (roque brune mention) Vignat II - 1968-	<p>Eboulis instables nécessité de fondations profondes mais risque de cisaillement des pieux</p>	<p>Souplesse TA vis-à-vis des déplacements des éboulis plus de fondations profondes économie : environ 30%</p>	
Murs de soutènement en béton	RN 187 raccordement FIS au pont de Servas (1971)	<p>-Sol de fondation de faible portance -Nécessité de fondations profondes</p>	<p>-Plus de fondations profondes -Economie : 45%</p>	
	Echangeur de Sète (CDZ) 1971	<p>-Sol de fondations de faible portance -Nécessité de fondations profondes</p>	<p>-Plus de fondations profondes -Economie : environ 50%</p>	

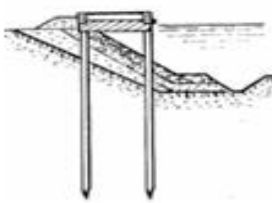
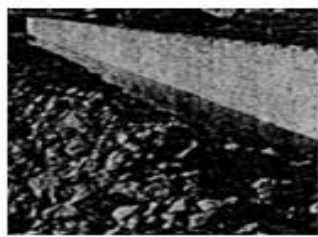
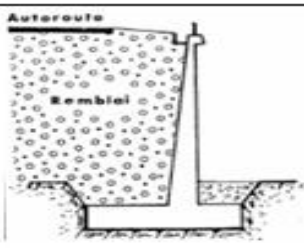
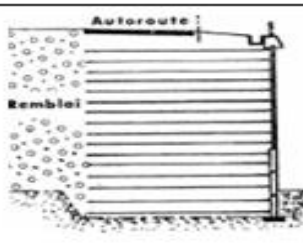

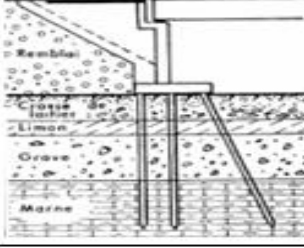
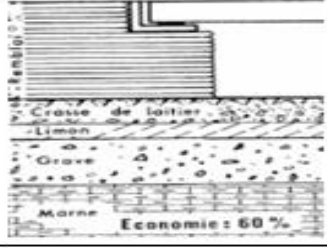

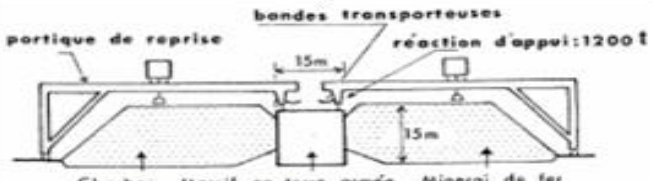

Type	Situation de l'ouvrage	Solution classique	Solution terre armée	Photographie de l'ouvrage
Ouvrages maritimes	Murs de quais Valras (1971)		Economie : 15 à 20%	
Ouvrages de génie civil	Palaiseau (1971)			
	Culée de Thionville (1972)			 En construction
Ouvrages spéciaux	Port autonome de dunkerque (1970)		Sans l'utilisation de la terre armée il n'était pas possible d'envisager une solution de ce type pour le parc de stockage. Cette solution originale conduit à une économie notable sur l'ensemble des installations.	

Figure 1-12. Ouvrages de soutènement en terre armée [11]

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous référons aux généralités et aux types de murs de soutènement et selon ce qui a été classé en plusieurs types. en fonction de la force de la pousse de la terre L'objectif principal de ces ouvrages est prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux.

Leur construction obéit à des règles très strictes, pour cela ces ouvrages ne doivent pas être réalisés à la légère.

CHAPITRE II
LE MUR EN SOL
RENFORCE

II-1.Introduction:

Les ouvrages (ou massifs) en remblai armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblai, la construction de ce massif s'effectue par étapes, du bas vers le haut, en mettant en œuvre des couches successives d'un remblai rapporté, sélectionné et compacté, où viennent s'intercaler des lits de renforcement à peu près horizontaux, espacés des distances prévues au projet. Quand le massif en remblai renforcé est destiné à soutenir un remblai, l'un et l'autre sont habituellement montés simultanément

En vue générale d'un massif en sol renforcé, on voit trois éléments constitutifs.

- Le sol granulaire formant la masse.
- Les armatures placées horizontalement et qui résistent à la traction .
- Le parement qui a le rôle de limiter le bloc armé dans l'espace et d'éviter les ruptures locales et l'érosion superficielle[6]

Définition et principe de la terre armée2. II-

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques)

liées à un parement

Le procédé de la terre armée, ou sol renforcé, est basé sur l'association d'un remblai compacté et d'éléments préfabriqués(**Figure 2-1**)

Le remblai représente la part la plus importante en volume.

Les éléments préfabriqués sont :

- les armatures qui, avec le matériau de remblai, sont les deux constituants essentiels de la terre armée
- les éléments de parement qui permettent de réaliser des faces d'ouvrages verticales. Le parement n'a qu'un rôle secondaire dans le fonctionnement ; par contre il limite généralement la déformabilité d'ensemble du massif armé et influence directement son esthétique

La technique des éléments préfabriqués permet d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- une rapidité et une facilité d'exécution des ouvrages, sans nécessité de main d'œuvre spécialisée .

- une grande déformabilité du parement lui permettant de supporter sans dommage des tassements différentiels importants .

Les éléments sont préfabriqués en usine et assemblés sur place, ce qui permet leur standardisation et un bon contrôle de la qualité .

Le principe de cette technique est simple: créer une liaison permanente entre les deux constituants (terre et armature) grâce aux efforts de frottement qui se développent aux points de contact du sol et des armatures. On obtient ainsi un matériau composite original qui offre de nombreux avantages par rapport aux matériaux traditionnels du génie civil:

- la souplesse qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur les sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables,

- la grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques,

- la rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués,

- l'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés,

- les économies considérables[7]



Figure 2-1. Mur en Terre Armée[7]

II-3. Types d'ouvrages en remblai renforcé

Des exemples d'ouvrages en remblai renforcé sont montrés sur la **Figure 2-2**

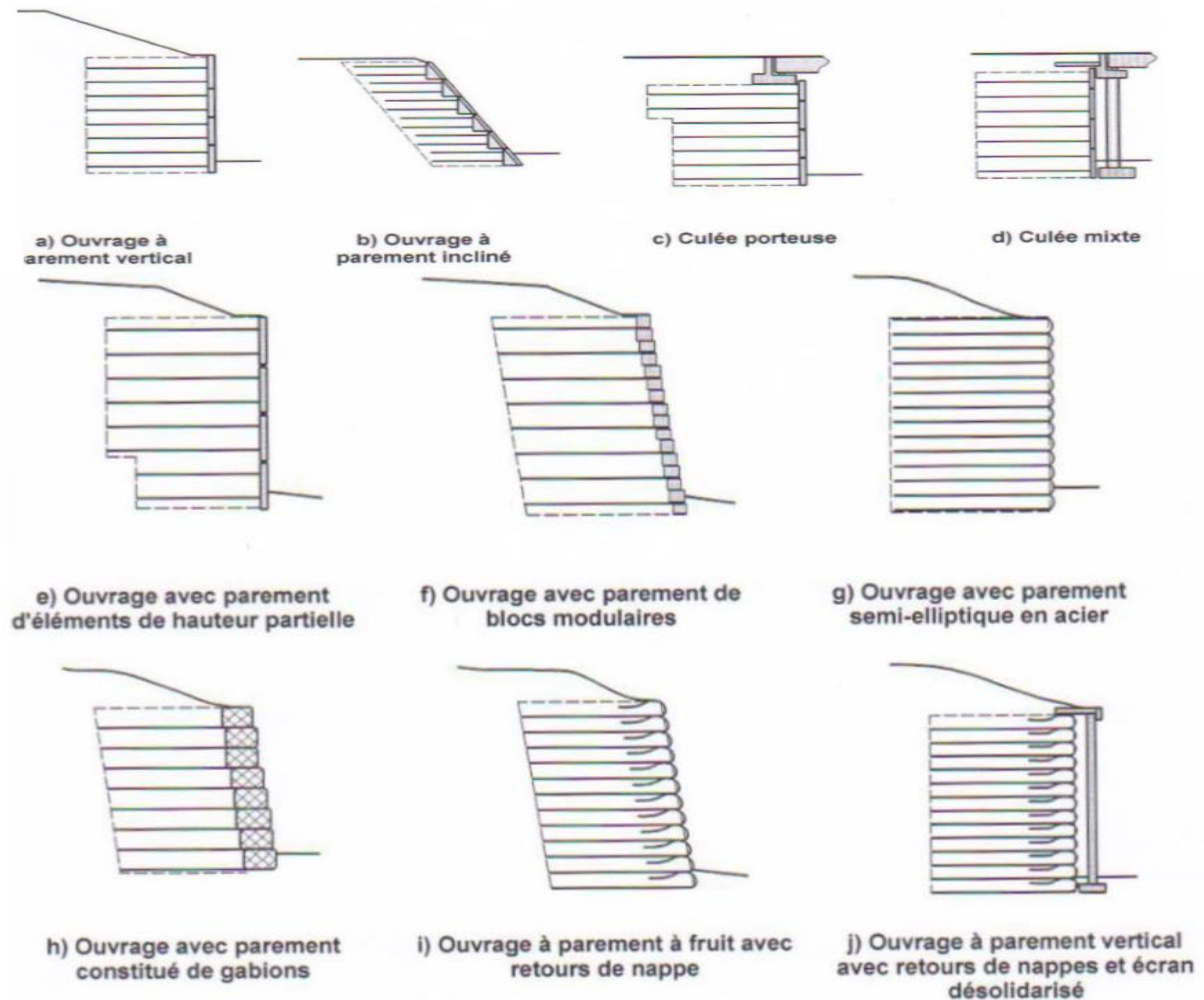


Figure 2-2. Exemples d'ouvrages en remblai renforcé(NF P94-270, 2009)

On distingue, suivant l'inclinaison de leur face vue (**Figure 2.2**)

- les murs verticaux (**Figure 2.3 a**)
- les murs à fruit (**Figure 2.3 b**)
- les murs ou talus renforcés inclinés (**Figure 2.3 c**)
- les murs ou talus renforcés très inclinés (**Figure 2.3 d**)

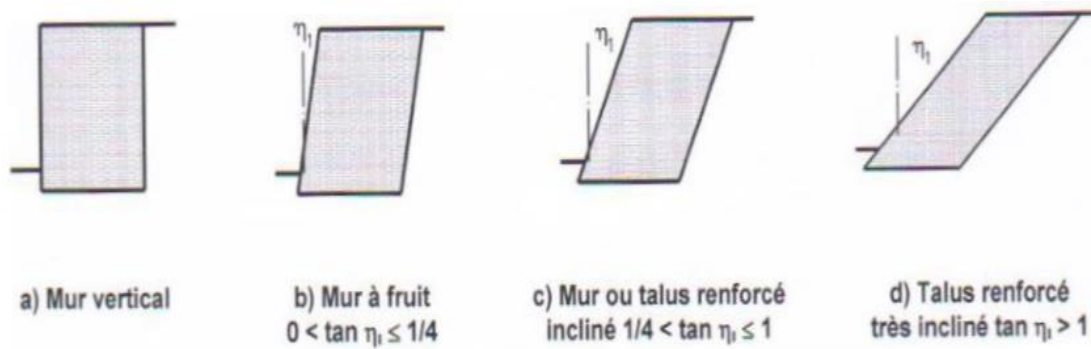


Figure 2-3. Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)

Les murs de soutènement et les talus renforcés peuvent également être superposés (Figure 2.4 a) ou aménagés en gradins (Figure 2.4 b)

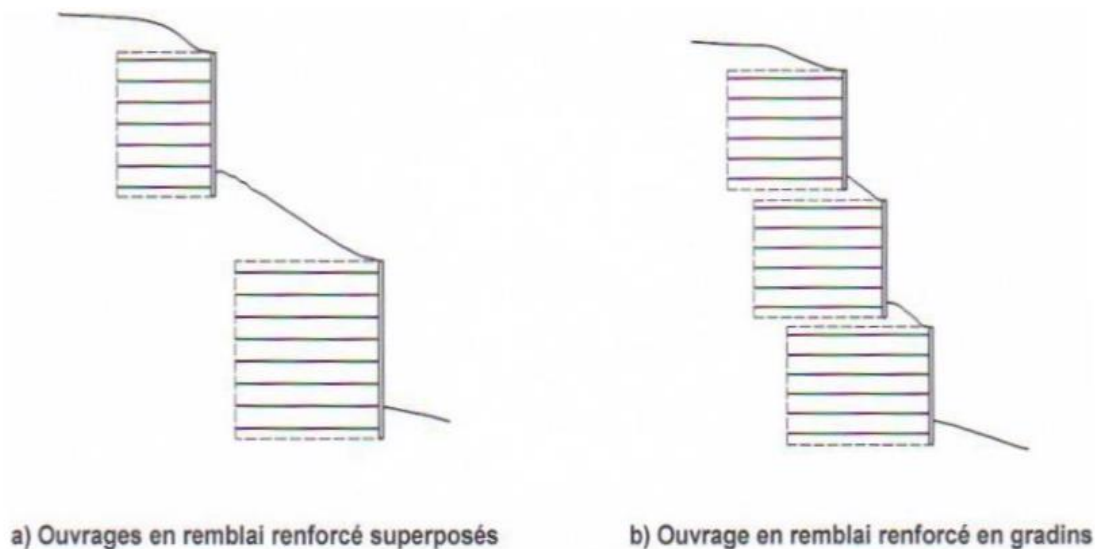


Figure 2-4. Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples (NF P94-270, 2009)

II-4. Dimensionnement courant des ouvrages

En coupe transversale, les massifs en remblai renforcé par armatures ou nappes disposés horizontalement ont souvent une section rectangulaire (même longueur des renforcements sur toute la hauteur de l'ouvrage), avec une longueur moyenne des renforcements d'environ 0,6 à 0,7 fois la hauteur H du massif (cas d'un ouvrage à parement vertical avec terre-plein horizontal). Dans certains cas particuliers (ouvrage sur versant et/ou sur terrain rocheux par exemple) la longueur des renforcements en partie basse de l'ouvrage peut être réduite (avec un minimum de 0,4 H), pour limiter l'importance des terrassements[9]

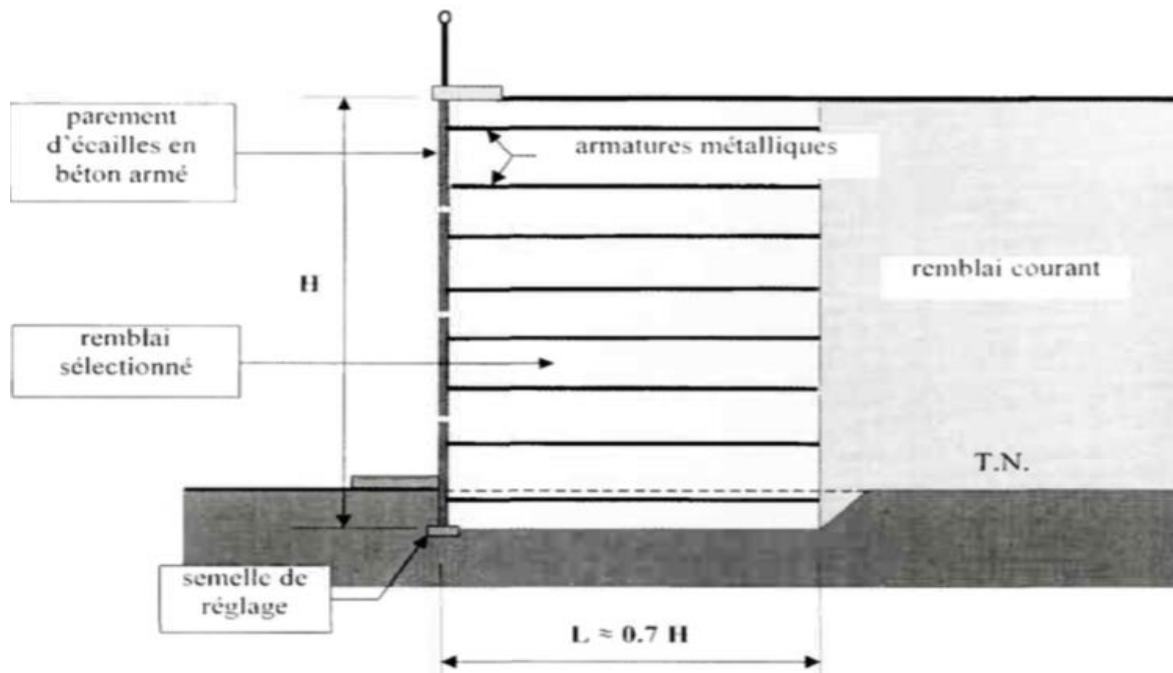


Figure 2-5. Dimensionnement courant d'un massif en remblai renforcé[9]

II-5. Les éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé :

II-5.1. 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. [7]

La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci :
- d'une part des critères géotechniques

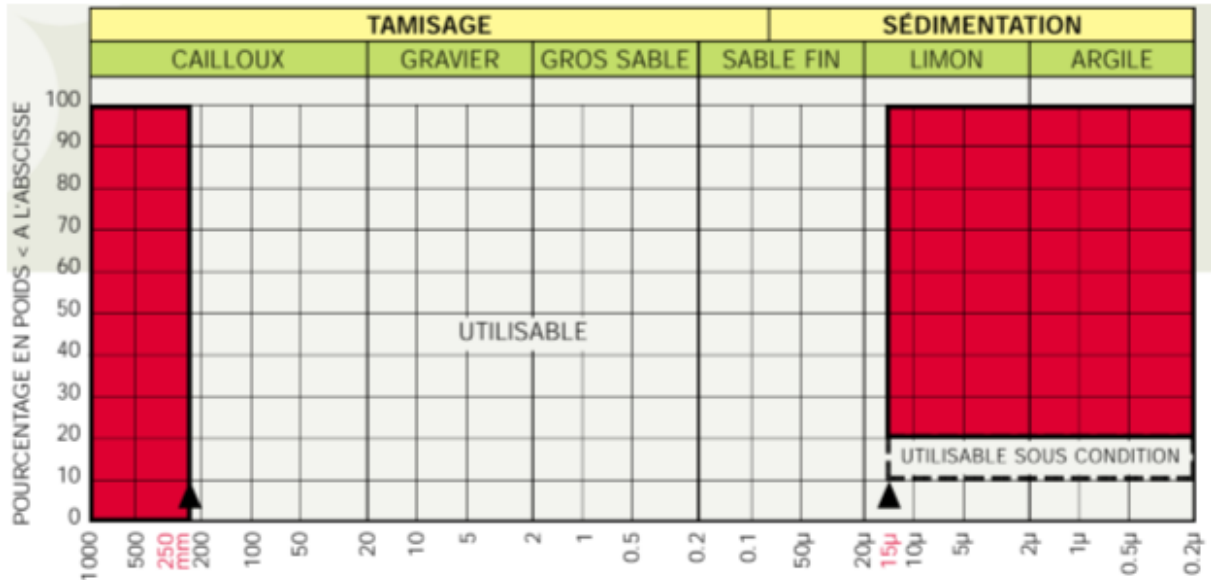
- d'autre part des critères chimiques ou électrochimiques

II-5.1.1. 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 (eau douce mélangée d'eau de mer), les caractéristiques mécaniques essentielles sont résumées dans le graphique suivant:

Tableau 2-1: Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée[7]



II-5.1.2. Critères chimiques ou 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. [7]

II-5.2.Le parement

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé, qui retient le remblai entre les lits de renforcement et le protège contre l'érosion. Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore

d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).[10]

On distingue, suivant la flexibilité du système de parement, Les trois types (Figure 1.5) suivants:

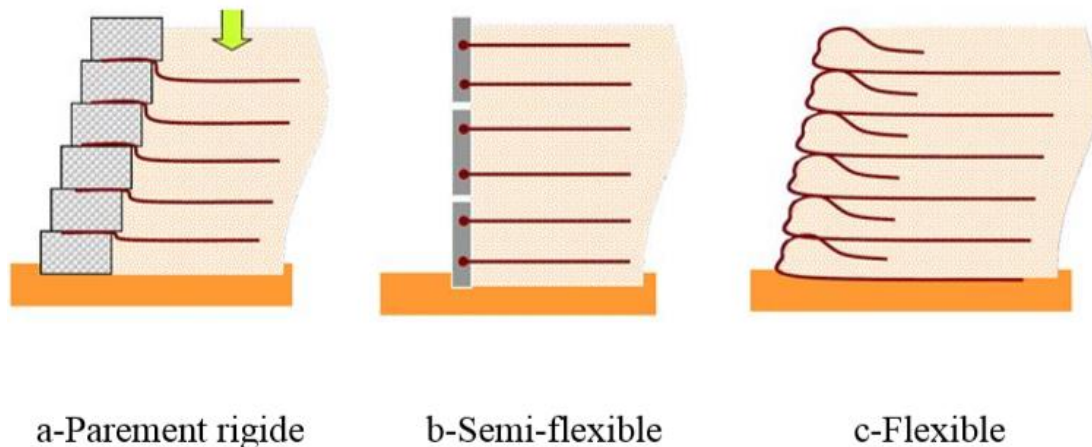


Figure 2-6. Système de parement (d'après Pierre SEGRESTIN, 2009)

Pour le parement non flexible, choisir un remblai qui ne risque pas d'entraîner de tassement différentiel remblai / parement.

II-5.2.1.Parement durs

Les éléments de parement durs sont d'ordinaire en béton préfabriqué armé ou non armé, ayant intrinsèquement une faible compressibilité verticale et une rigidité à la flexion élevée. Les éléments de parement en béton peuvent être des panneaux de pleine hauteur, des panneaux modulaires de hauteur partielle, des panneaux inclinés, des jardinières ou des blocs. De nombreux types d'éléments de parement en béton sont des modèles exclusifs qui s'intègrent dans des systèmes eux-mêmes exclusifs. Les renforcements sont reliés aux éléments de parement, soit par l'intermédiaire de dispositifs d'accrochage noyés ou insérés dans les éléments en béton, soit par simple pincement entre les éléments.[10]

a) Panneaux de pleine hauteur:

Ces panneaux (Figure 2.7) sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm . [10]



Figure 2-7. Panneau de pleine hauteur (d'après Abu-Hejleh et al., 2001)

b) Panneaux de hauteur partielle

Ce parement a été supplanté, à partir de 1971, au profit d'un second type de parement constitué d'écailles cruciformes en béton. Ce dernier permet, notamment de construire des murs à courbure continue bien adaptés aux ouvrages de soutènement en site urbain. Ces panneaux (Figure 1.7) sont les plus courants et leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction. Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes. [10]



en TRectangulaire ou carrée



Cruciforme

Hexagonales

Figure 2-8. Panneaux de hauteur partielle (Terre Armée)

c) Panneaux inclinés

Éléments inclinés en béton préfabriqué (Figure 2.9), munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 3 m et la hauteur, mesurée le long de la pente, de l'ordre de 1,5 m. L'inclinaison est communément de 50° à 65° sur l'horizontale. Les éléments comportent des dispositifs d'accrochage noyés dans les contreforts.[10]

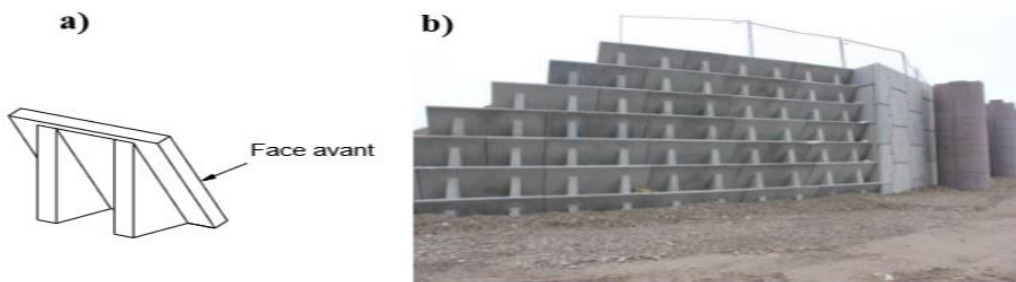


Figure 2-9. Panneau incliné préétablie : a) NF EN 14475 ; b) Terre Armée

d) Jardinières

Éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée (Figure 2.10), soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 2 m, et la hauteur nominale est comprise entre 0,5 m et 1 m. Les éléments sont fournis avec des dispositifs d'accrochage noyés sur l'arrière.[10]



Figure 2-10. Jardinières (NF EN 14475)

e) Blocs

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou moulés à sec en béton non armé (Figure 2.11) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires. Ces éléments peuvent être pleins ou évidés. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm. Selon le type de renforcement, les blocs peuvent être fournis avec des accessoires d'assemblage (broches, peigne, etc...). Dans les autres cas, les renforcements sont pincés entre les rangs successifs de blocs[10]

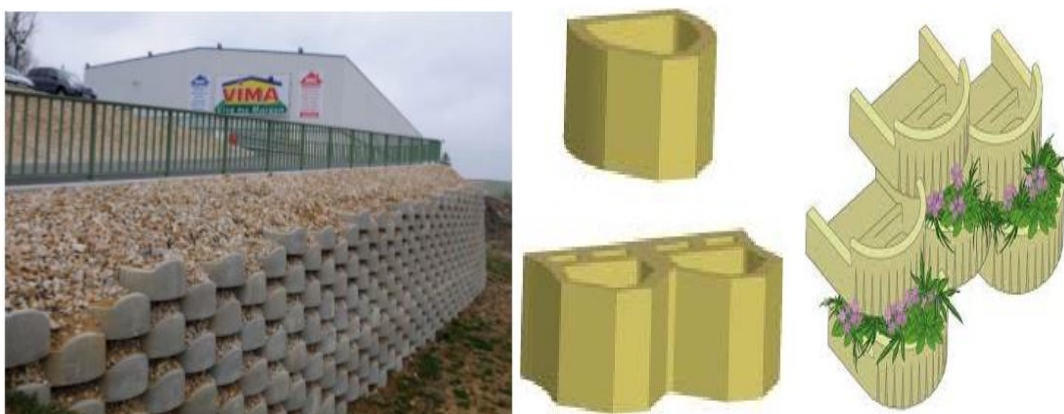


Figure 2-11. Blocs

f) Poteaux et plaques béton (en blindage)

Plaques de béton horizontales glissées entre des profilés standard (Figure 2.12) Les renforcements sont d'ordinaire connectés une barre qui coulisse sur les ailes arrière des poteaux ou sont pincées entre les plaques de béton, avec un dispositif de blocage à l'extérieur[10]

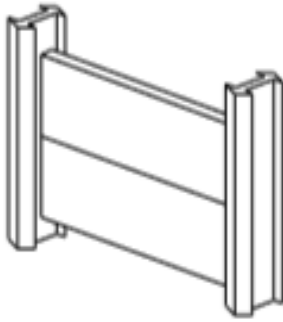


Figure 2-12.Poteaux et plaques en béton (NF EN 14475)

II-5.2.2.Parement déformables

Grille en acier préformée, ou section pleine en acier préformée, ou gabion rempli de matériaux rocheux, ayant intrinsèquement une compressibilité verticale élevée et une faible rigidité à la flexion[10]

a) Peaux semi-elliptiques en acier

Dans le premier type de parement utilisé, l'élément de base est un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis à vis des poussées exercées par le sol de remblai. Éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme d'une demi-ellipse ou de U (Figure 2.13). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont d'ordinaire une épaisseur de 2 à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.

Le parement métallique reste réservé à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parement légers.[10]



b) Treillis soudé en acier

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Figure 2.14) Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à de la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers.[10]



Figure 2-14. Treillis soudé en acier

c) Gabions

Les éléments de parement peuvent aussi être constitués de cages, ou gabions, formés à partir soit de géogrilles en polymère, soit de grillage en fil d'acier tressé, galvanisé ou revêtu de plastique, soit de treillis d'acier soudé galvanisé (Figure 2.15). Ces cages, remplies de caillou ou de pierre cassée, mesurent d'ordinaire de 0,5 m à 1,0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0,5 à 1,0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.



Figure 2-15. Cages de gabions

d) Pneus

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Figure 2.16). Ces pneumatiques sont de taille similaire et sont généralement disposés en quinconce d'une rangée sur l'autre pour constituer le parement .[6]



Figure 2-16. Parement en Pneu-sol

II-5.2.3.Parement mous

Enveloppe extérieure d'un remblai constituée par une géogrille ou un géotextile sans rigidité à la flexion. L'élément de parement mou le plus couramment utilisé est le parement dit «à retournement» (Figure 2.17) ou le renforcement de pleine largeur, constitué d'une grille ou d'un géotextile en polymère, ou d'un grillage en fil d'acier tressé, s'étend en dehors du remblai renforcé de manière à envelopper le pourtour de chaque couche successive de remblai. Lorsque des grilles en polymère ou des grillages en fils tressés sont utilisés, ils peuvent être revêtus ou doublés d'un géotextile destiné à assurer la protection contre l'érosion superficielle.

- Pour construire des talus de ce type avec un alignement acceptable, l'utilisation d'un coffrage provisoire est de pratique courante.
- Les éléments de parement peuvent être aussi constitués de conteneurs en textile remplis de terre. Pour ces éléments de parement dits "en sac", il est préférable d'envelopper l'élément de parement dans le renforcement principal comme pour le parement à simple retournement.
- Dans la plupart des cas, les éléments de parement mous font l'objet d'une pulvérisation ou d'un ensemencement pour développer un revêtement végétal. Plus rarement, ils peuvent être recouverts de béton projeté.[10]

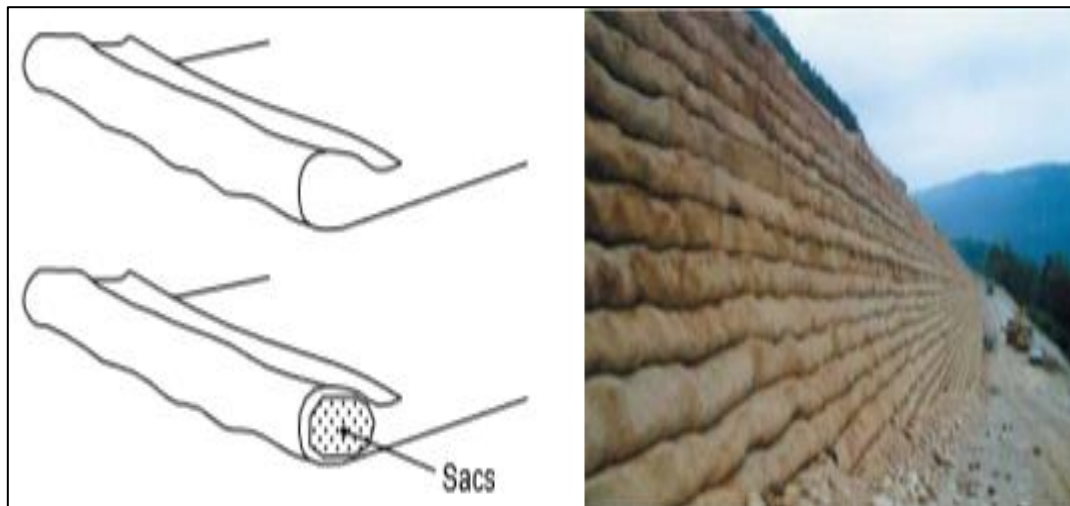


Figure 2-17. Éléments de parement.

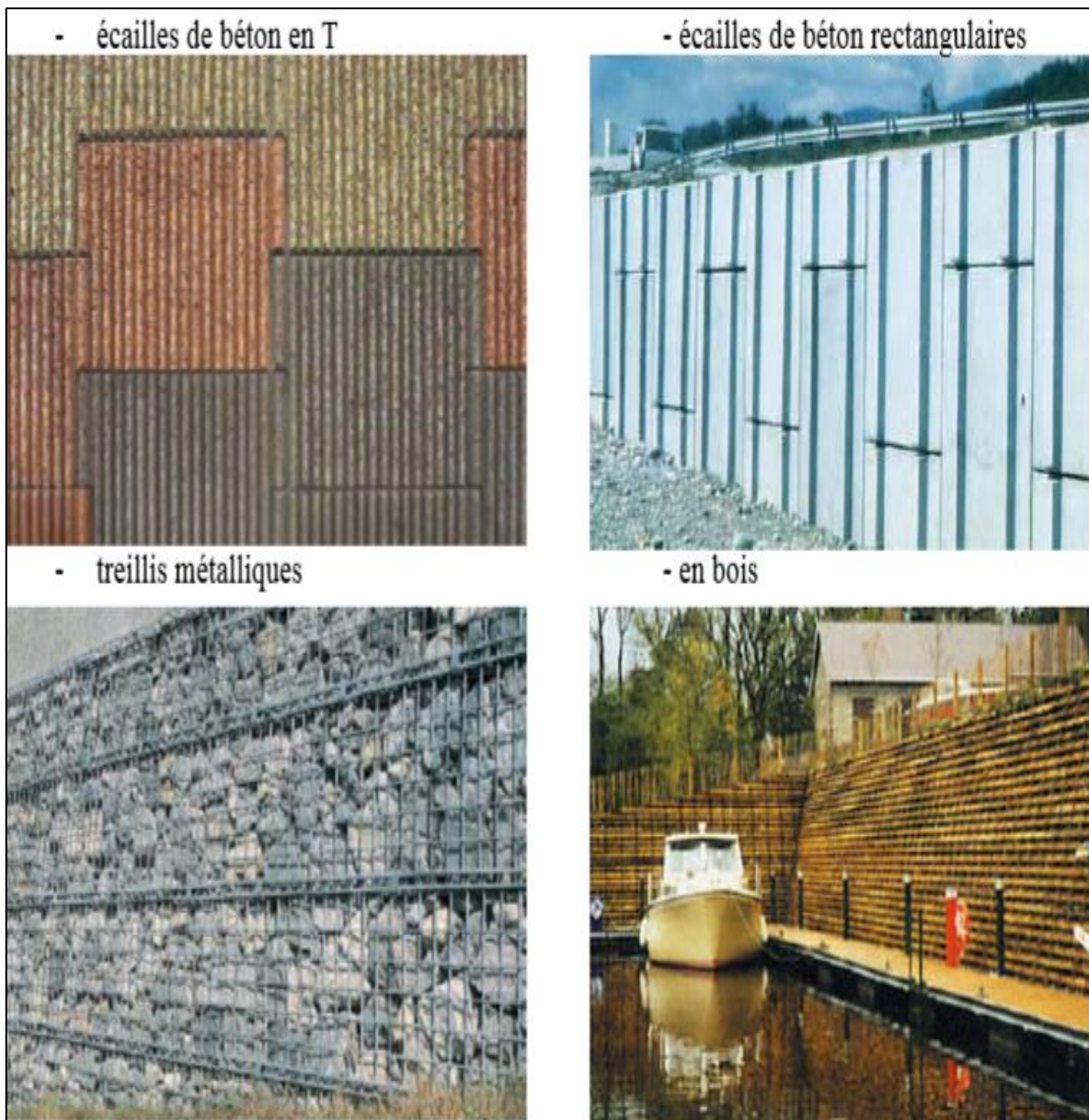


Figure 2-18. Photos d'autres formes de parement[7]

II-5.3.Armatures de renforcement

Les armatures se présentent sous la forme de bandes plus ou moins larges (5 à 10 cm), de faible épaisseur (quelques millimètres), souvent crénelées pour assurer un frottement plus important avec le sol à renforcer. Suivant les cas d'application, elles peuvent être constituées en :

- Acier inoxydable ou acier doux galvanisé
- Géosynthétiques

II-5.3.1.Acier

Dans la plupart des cas, on utilise un acier doux galvanisé. La technique mettant en œuvre des bandes en polymère est nommée « Freyssisol ». Les armatures sont alors composées de fibres en polyester gainées d’une couverture de polyéthylène. Il existe deux types d’armatures métalliques:

- Les armatures lisses pour lesquelles l’angle de frottement sol-inclusion ϕ n’est jamais supérieur à l’angle de frottement interne ϕ du sol
- Les armatures rugueuses dites « haute-adhérence » pour lesquelles l’angle ϕ peut être supérieur à ϕ . Ces armatures présentent des crénelures qui ont pour effet l’augmentation de la valeur de ϕ [6]

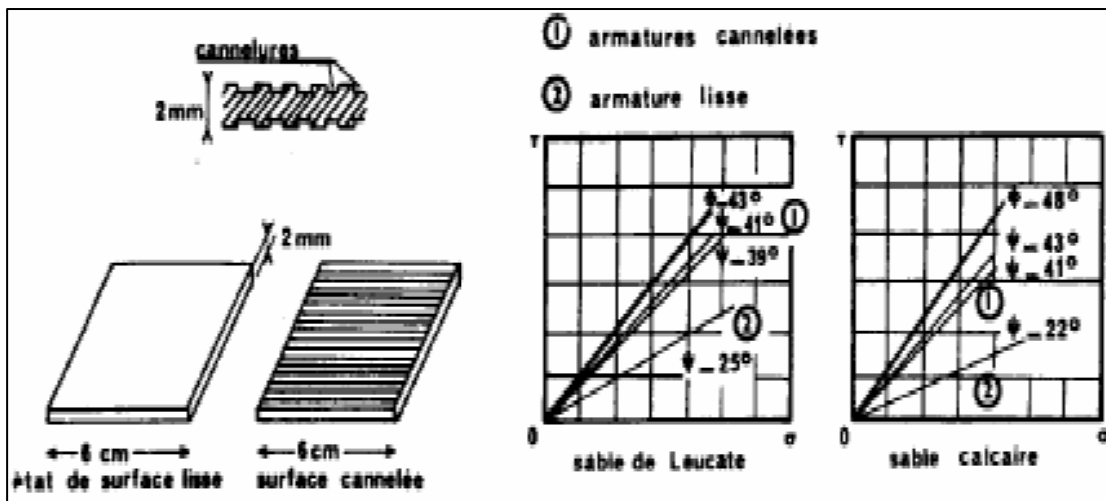


Figure2-19. Coefficient de frottement (terre-armature)[11]

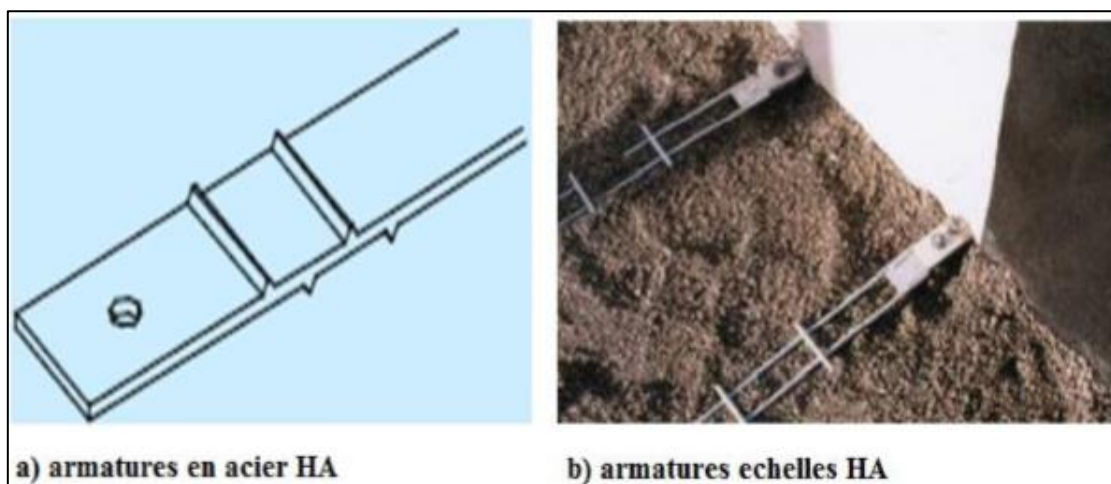


Figure 2-20.: Armatures en acier galvanisé [13]

II-5.3.2.Geosynthetique

Les géosynthétiques sont des produits dont le principale constituant est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc. On distingue communément les fonctions principales suivantes pour un géosynthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, le géosynthétique peut remplir une double fonction. [11]

a) Séparation : le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes.[13]

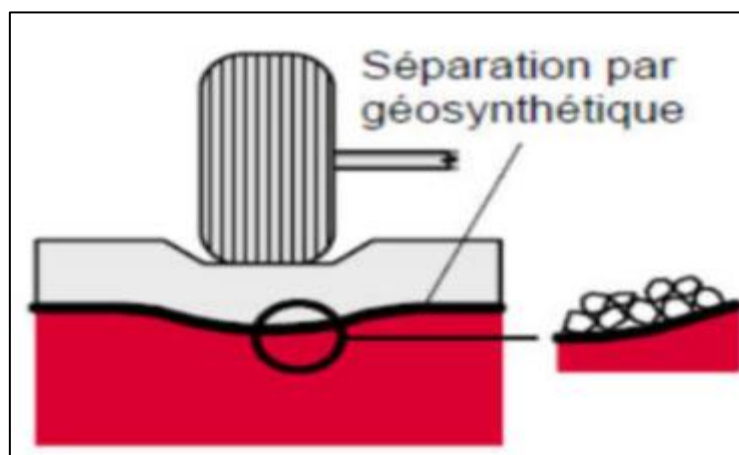


Figure 2-21. l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation.

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

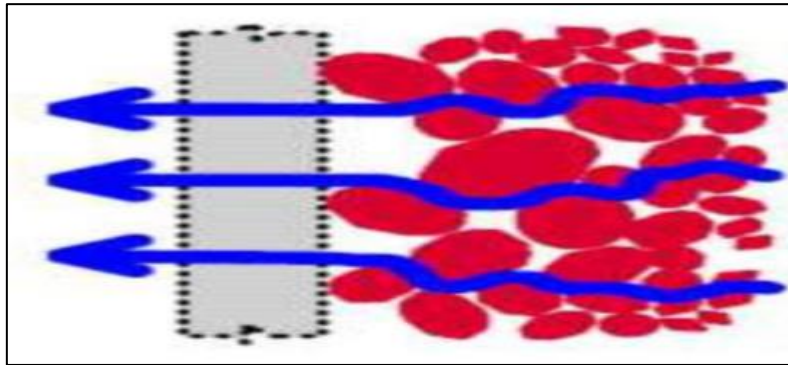


Figure 2-22. L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration[13]

c) Drainage : le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais préchargés .[13]

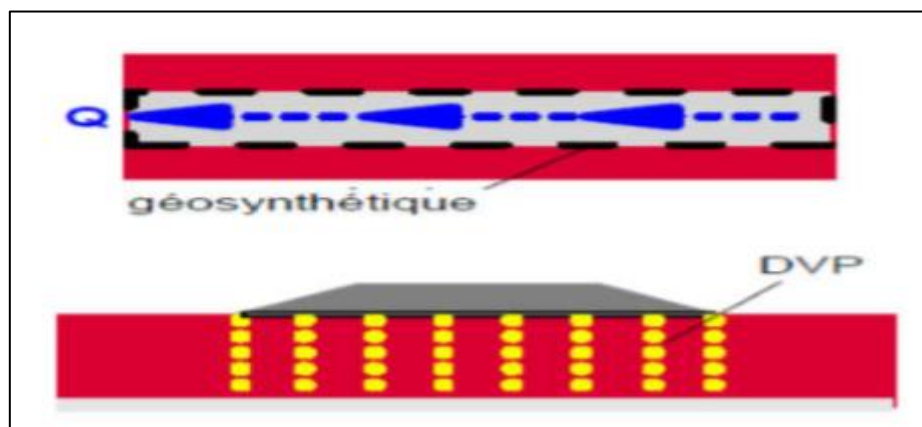


Figure 2-23 Géosynthétiques en drainage.

d) Renforcement : le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des

géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.[13]

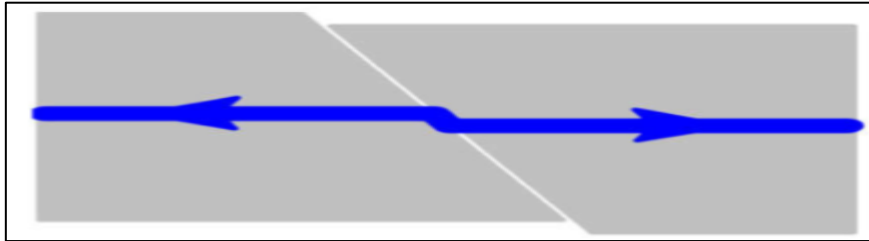


Figure 2-24. L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement.

e) Contrôle de l'érosion : le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargée en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables .[13]

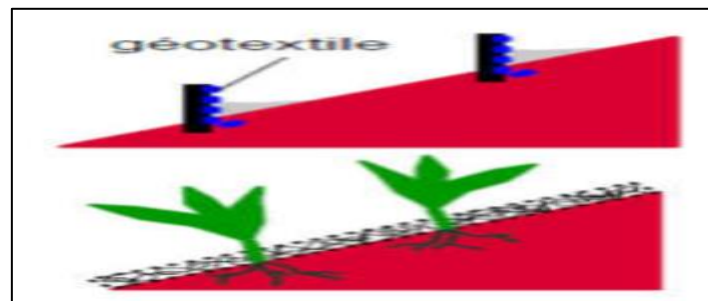


Figure 2-25 Utilisation contre l'érosion.

f) Confinement des (barrières aux) fluides/gaz: le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides où gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques benthoniques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en en capsulage de sols gonflants et confinement de déchets.[13]

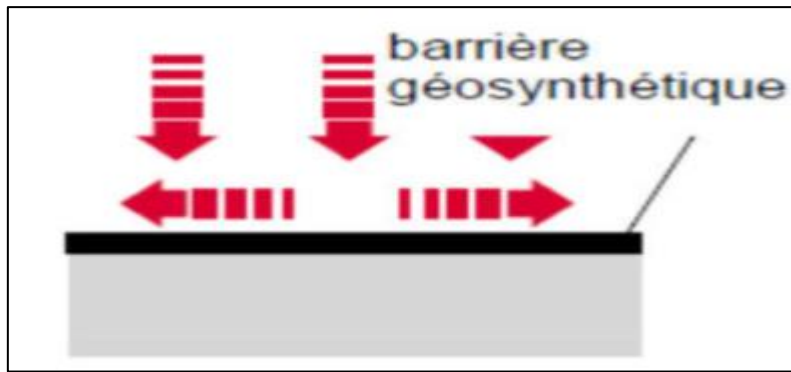


Figure 2-26. Utilisation des géosynthétique comme Confinement des fluides/gaz

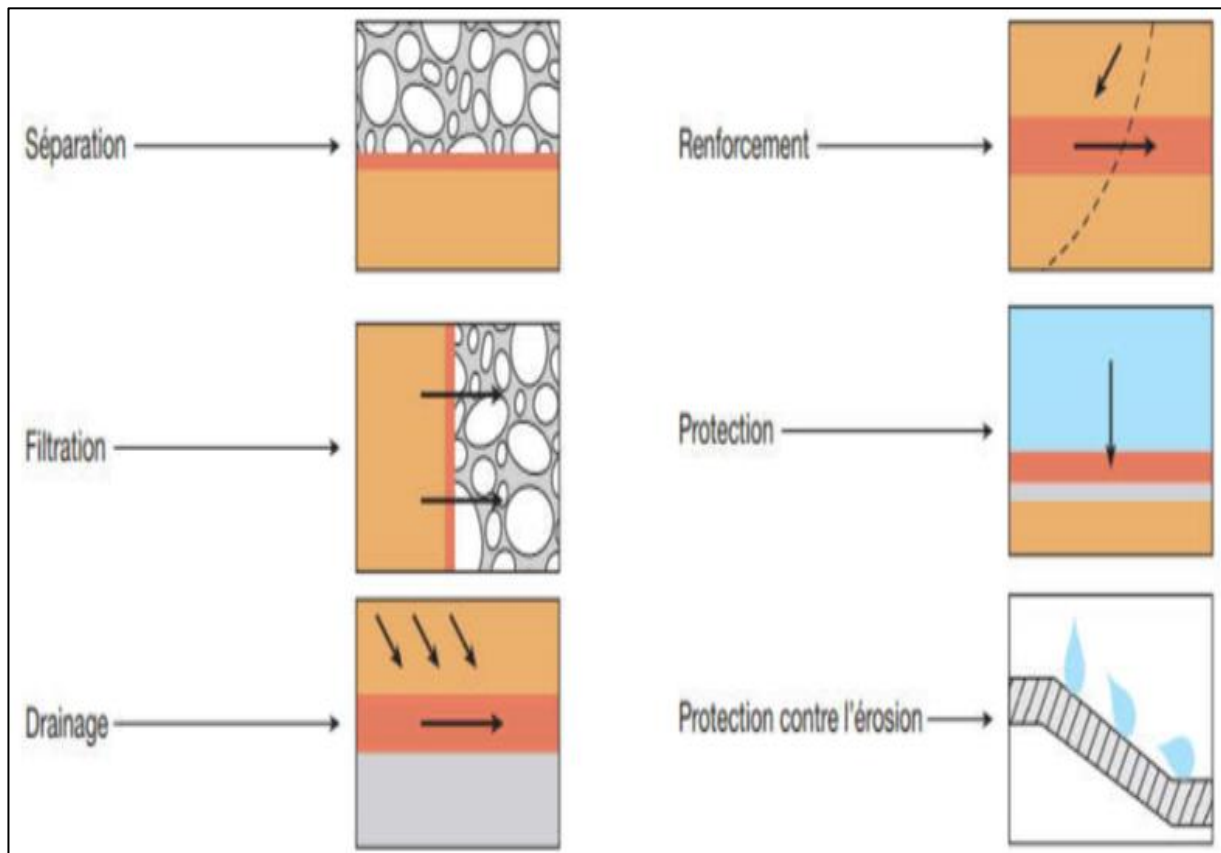


Figure 2-27. Principales fonctions des géosynthétiques

II-5.3.2.2. Les géosynthétiques les plus utilisés sont:

- Les géotextiles
- Les géogrilles
- Les géocomposites

a-Geocomposite

Est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection)[6]



Figure 2-28. Différents produits géocomposites [9]

b- Geotextiles

Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères (polypropylènes, polyesters, polyéthylènes) et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement. Géotextiles non tissés : la fabrication consiste au filage en continu des fibres, à leur étirement, avant de les napper et de les lier par aiguilletage ; Géotextiles tissés : leurs bandelettes en polypropylène sont fabriquées par un procédé d'extrusion, elles sont ensuite tissées.[6]

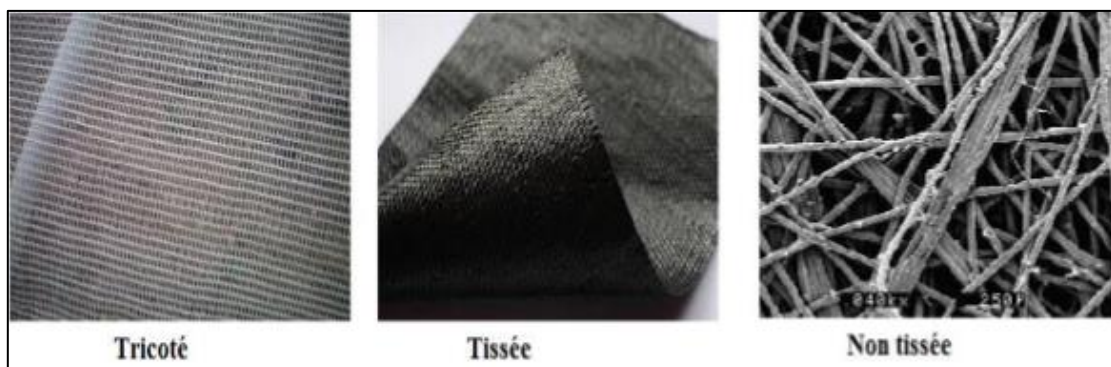


Figure2-29. Les différents types de géotextiles[8]

c- Geogrilles

Sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des[6]

constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille. Pour obtenir l'effet de renforcement il est nécessaire que les gros éléments s'imbriquent de la moitié de leur volume dans la maille. On distingue des géogrilles mono-axiales et bi-axiales:

Mono-axiale: la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.

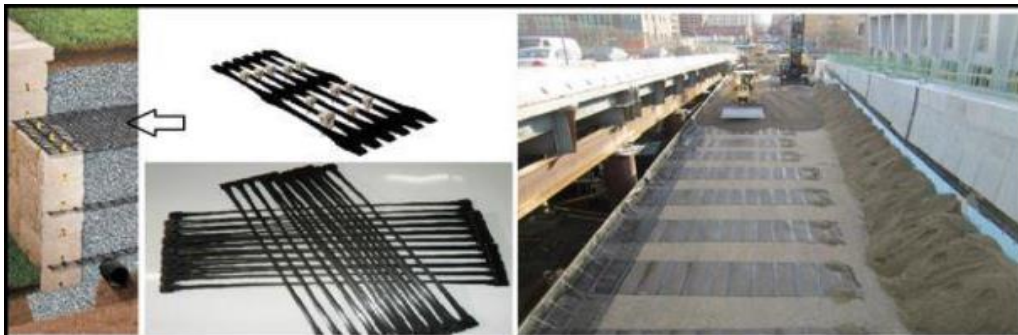


Figure 2-30. Les géogrilles uni-axiales [8]

Bi-axiale: la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

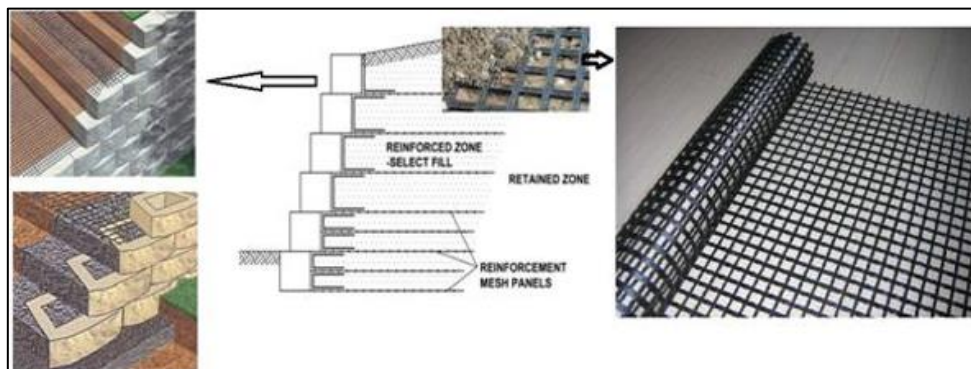


Figure 2-31. Exemple sur Le renforcement par Les géogrillesbiaxiales [8]

Tridimensionnelles :

Servant de protection contre l'érosion (de talus très raides, berges et canaux de drainage à fort débit), cette géogrille, grâce à ses fibres naturelles intégrées dans la structure, offre aussi une aide à l'installation de la végétation en favorisant la germination. [6]

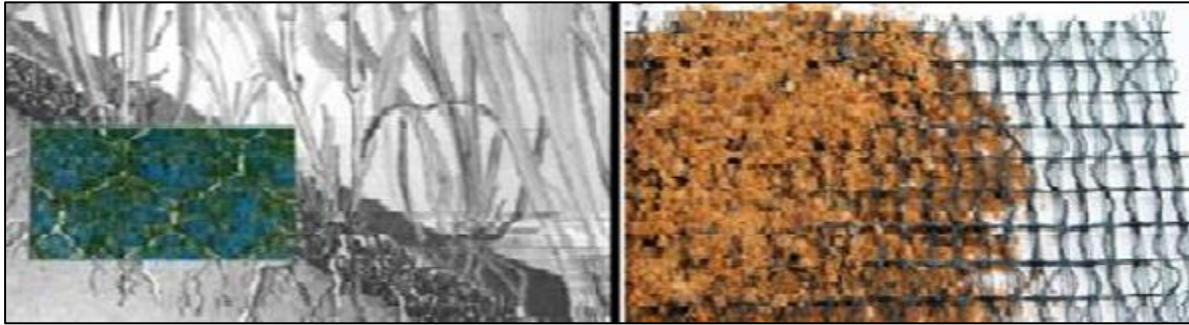


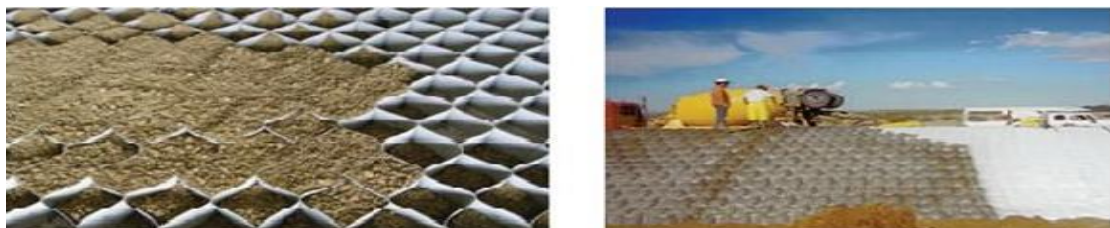
Figure 3-32. Géogrille tridimensionnelle[8]



1. Géomembrane



2. Géospaceur



5. Géoconteneur

Figure 2-33. Photos d'autres types de Géosynthétiques [9]

II-5.3.2.2. Murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques :

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géosynthétiques sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : les nappes de géotextile, de géogrille ou bandes

- Nappe : dans un massif renforcé, une nappe est un lit de renforcement dont les éléments géosynthétiques sont de grande largeur B et sont soit jointifs, soit espacés d'au plus deux fois la largeur d'un élément ($D < 2B$)

- Bande : dans un massif renforcé, désigne le renforcement géosynthétique, lorsque dans un lit, les renforcements sont espacés d'une distance supérieure à deux fois la largeur du renforcement ($D > 2B$). [14]



Figure 2-34 Vue du dessus - cas d'une nappe ($D < 2B$)

Les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage. Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle, ou quasiment nulle. [14]

II-5.3.2.3. Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement:

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols
- réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre

- réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau
- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités
- diminution des emprises
- création de merlons antibruit d'aspect naturel
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale)
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais
- préservation de l'aspect naturel du paysage
- optimisation des coûts de construction.[1]

II-6. Mise en œuvre de la terre armée

La mise en œuvre de la terre armée, assimilable à un remblai classique, est rapide et facile d'exécution. [7]

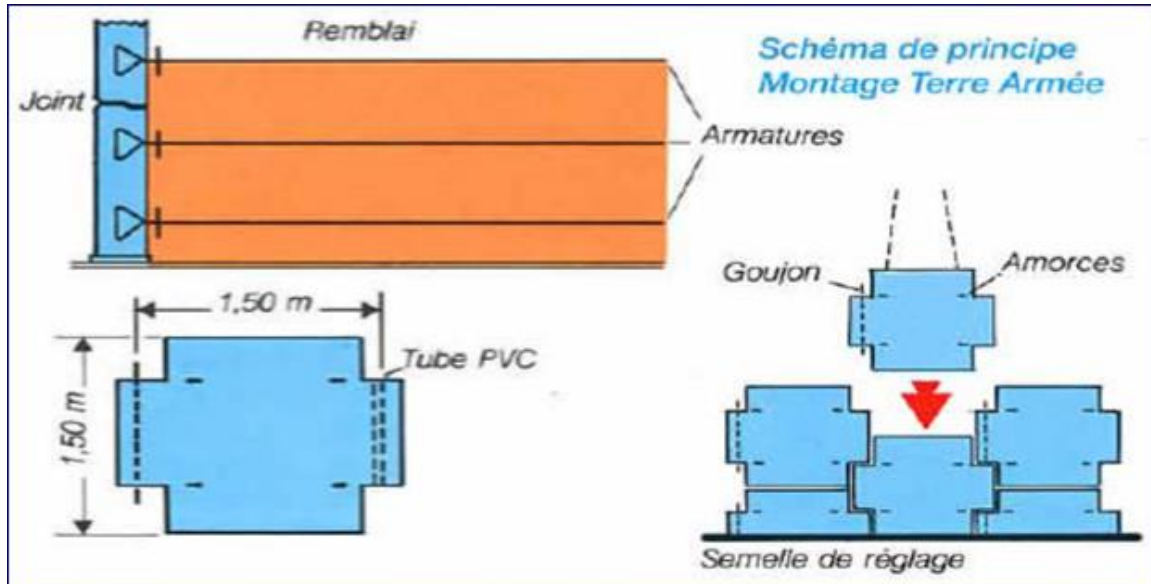


Figure 2-35. Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée. [7]

Elle se fait par couches successives:

II-6.1 Montage d'un niveau d'éléments de parement

La première rangée d'écailles est mise en place

Chapitre :02

Le mur en sol renforcé

sur un béton non armé 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 2-36: Photo du montage d'un niveau d'éléments de parement

Les écailles des rangées supérieures sont 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. 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.

II-6 .2. Remblaiement d'une couche de sol et éventuellement compactage



Figure 2-37. Photos du remblaiement et du compactage d'une couche de sol [7]

Les remblais sont réalisés avec les engins de terrassement traditionnels, par couches de 37,5 cm d'épaisseur (en général mais cf partie III), en évitant le passage direct des engins chenillés sur les armatures et en empêchant les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité)

L'opération de compactage, qui a pour but d'empêcher tout tassement ultérieur du matériau, ne constitue pas une exigence impérative pour certains massifs de soutènement. En effet, l'épaisseur des couches est relativement faible si bien qu'un compactage suffisant pour ce type d'ouvrage est obtenu par les seuls engins de transport et de régalaie. Cependant, les ouvrages supportant une superstructure doivent être compactés en distinguant la zone

contiguë au parement sur 1m à 1,50m de largeur d'une part (compactage à l'aide d'un petit rouleau vibrant), et le cœur du massif d'autre part (compacteur classique) [2]

II-6.3.Pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage

Les armatures sont posées par lits espacés de 75 cm (en général mais cf partie III) correspondant au double de l'épaisseur maximale des couches de remblai (37,5 cm en général)

Elles sont placées sur le sol grossièrement nivelé, et boulonnées aux écailles[2]



Figure 2-38. Photo de la pose d'un lit d'armatures[7]

Ce montage peut s'effectuer entièrement de l'intérieur du parement, côté remblai, et ne nécessite ni échafaudage ni emprise extérieure.

Le rendement moyen d'une équipe de pose comprenant un chef d'équipe, cinq hommes et une grue légère avec son conducteur, peut être estimé de la façon suivante:

- dans le cas de petits ouvrages d'accès difficiles, à 15 écailles par jour (soit 30 m² par jour)
- dans le cas d'ouvrages de grande longueur d'accès faciles, à 50 écailles par jour (soit 100 m² par jour)[7]

II-7. Durabilité des ouvrages en Terre Armée

La question du risque de corrosion des armatures s'est posée naturellement dès le début de la construction des ouvrages de soutènement renforcés par des inclusions métalliques et a été la motivation de nombreuses études.

Pour faire face à des situations avec des risques de corrosions particulièrement élevés, on s'est tourné pendant un temps vers l'utilisation de métaux passivables (acier inoxydable ou alliage d'aluminium) : ces méthodes ont été rapidement abandonnées.

La solution retenue désormais est l'acier galvanisé. La galvanisation assure une protection de l'acier pendant un temps et ensuite une corrosion plus uniforme et donc beaucoup moins défavorable. L'amélioration du procédé de galvanisation et de l'épaisseur moyenne déposée, ainsi que d'autres précautions ont nettement amélioré la situation vers 1976.

Les matériaux de remblai font l'objet de spécifications ; le calcul d'un degré d'agressivité est proposé dans les différentes normes ; ce calcul intègre divers éléments et permet d'évaluer la vitesse de corrosion et donc de dimensionner les ouvrages pour prendre en compte la durée de vie demandée.

Par ailleurs, diverses mesures de suivi des ouvrages sont mises en place : pose d'armature témoin, inspections. Mais ces mesures sont coûteuses, et ne sont pas toujours suffisantes face à l'hétérogénéité des phénomènes de corrosion et la rapidité des phénomènes de ruine. Pour tenir compte de la corrosion des armatures dans le dimensionnement des ouvrages en Terre Armée, le concepteur applique des règles adaptées à la fois au site et à la durée de service souhaitée. Plus la vérification de la conformité du remblai aux critères chimiques et électrochimiques recommandées.[1]

II-8. Avantages et domaines d'utilisation

:L'utilisation de la Terre Armée présente plusieurs avantages, à savoir

- La grande souplesse du massif obtenu; qui peut supporter des déformations importantes (essentiellement tassement différentiels), ce qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur les sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables;
- La grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques;
- L'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (armatures, parement) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger;
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés;
- Le coût relativement faible.

Ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du Génie civil[1]

La technique de la terre armée a révolutionné l'art de construire, et il est utilisée de nos jours en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes:

II-8.1.Routes et autoroutes

La technique de la terre armée est largement utilisée pour la réalisation de routes et d'autoroutes. L'application la plus fréquente est la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé ou dans les sites urbains.[7]

II-8.2.Ouvrages ferroviaires

Ouvrages ferroviaires Des massifs de soutènement en terre armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro. Ces applications font appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, à l'exception de quelques dispositions constructives spécifiques.

Le dimensionnement des soutènements est adapté pour satisfaire aux exigences accrues en termes de surcharge et de niveau de sécurité, en particulier pour les ouvrages ferroviaires des lignes à grande vitesse.

Les structures en terre armée résistent remarquablement bien aux vibrations engendrées par le passage des rames.[7]

II-8.3. Ouvrages maritimes et fluviaux

Les applications en site fluvial ou maritime sont nombreuses et très variées. Plusieurs facteurs sont à l'origine de ce choix pour un maître d'œuvre :

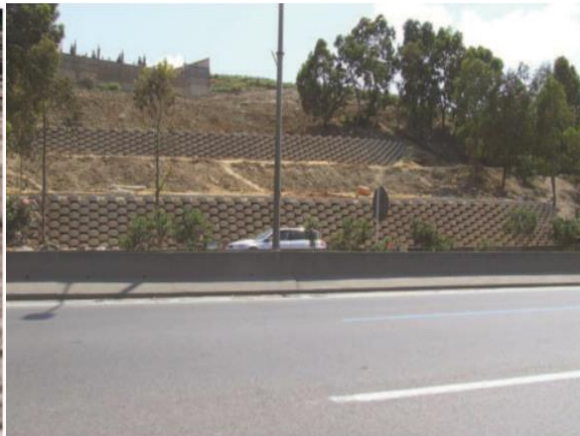
- résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc).
- rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblais. [7]

II-8.4.Ouvrages industriels et de protection

Les procédés de terre armée ont été sollicités très tôt pour répondre à des besoins d'aménagement en site industriel.

On compte aujourd'hui plus d'une centaine de murs de déchargement en service dans le monde parmi les plus hauts ouvrages en terre armée

La terre armée est également idéale pour la réalisation d'ouvrages de protection civils, militaires ou industriels. Ceux-ci résistent particulièrement bien aux explosions, aux déversements accidentels ou aux incendies. [7]



a- ouvrages industriels et de protection

b- routes et autoroutes



c- ouvrages ferroviaires

d- ouvrages hydrauliques

Figure 2-39. Domaine d'emploi de La technique de la terre armée[6]

II-9. Méthode de calcul

II-9.1.Introduction

Le fonctionnement de la terre renforcée repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le matériau de remblai et les armatures, et grâce à ce phénomène, les armatures se mettent en traction, conférant au matériau composite une cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures. Les recherches expérimentales et théoriques ont prouvé que le mécanisme est complexe, et qu'il correspond au comportement d'un matériau imaginaire à une cohésion anisotrope.

Ces ouvrages sont justifiés aux états limites ultimes à l'aide du calcul à la rupture, qui se fait sans tenir compte des déformations. La justification aux états limites de service consiste à vérifier que les déplacements et déformations ne sont pas atteints des valeurs limites.

II-9.2.Dispositions constructives générales (pré dimensionnement)

II-9. 2.1 Fiche

Une profondeur d'encastrement, D (figure 2.40), est habituellement exigée en raison du risque de défaillance locale à proximité du revêtement, de la profondeur du gel et du risque d'affouillement ou de l'érosion à proximité du revêtement. Des valeurs minimales (présentées dans le tableau D.1) de la profondeur D ont été recommandé pour les ouvrages en Terre Armée (AASHTO, 2017).

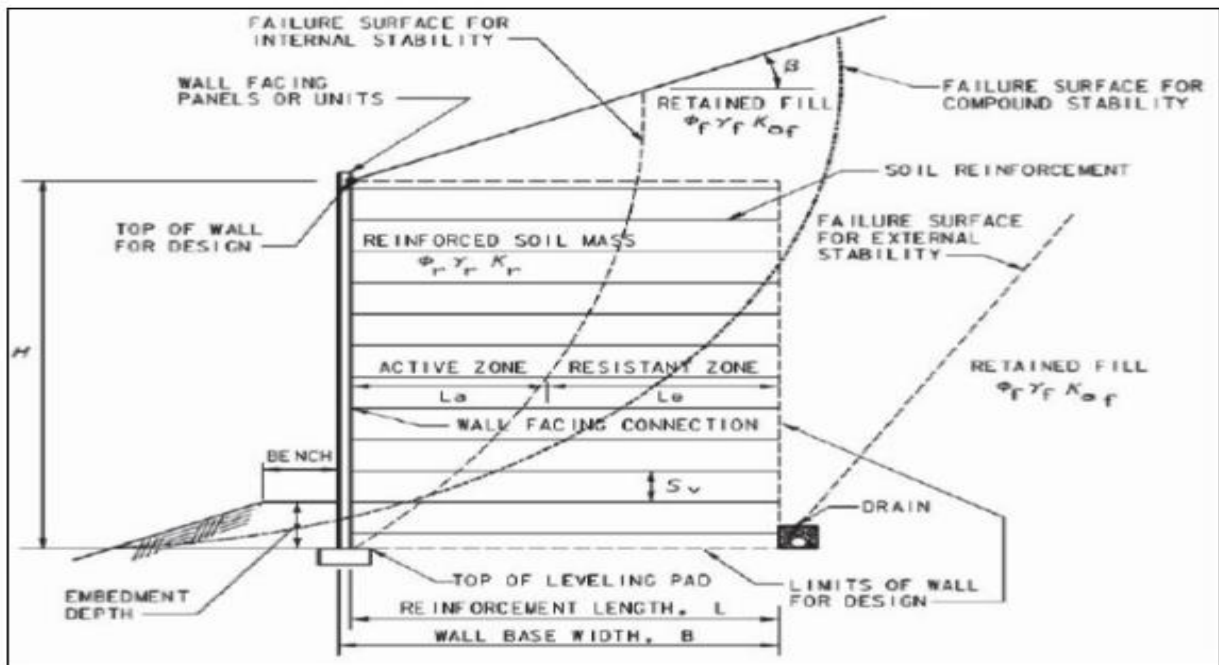


Figure 2.40 : Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017) [21]

Tableau 2.2 : Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017)

Pente en face de la structure		Fich minimal
Horizontal	Murs	H/20.0
	Culée de pont	H/10.0
3.0H:1.0V	Murs	H/10.0
2.0H :1.0V	Murs	H/7.0
1.5H :1.0V	Murs	H/5.0

Remarque :

Dans le cas particulier de fondations résistantes, cette fiche peut être diminuée (rocher franc ou béton, $D_m = 0$).

II-9. 2.2 Espacement des lits 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 2.3 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m (ISBTP- conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006)

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

II-9. 2.3Longueur des lits de renforcement

La longueur L du renforcement est prise égale au moins à 0.7H, (H étant la hauteur du parement). Cette longueur doit enfin être augmentée en cas de surcharges sur le sol amont ou en présence d’un sol mou sous la fondation.

$$L_{min} = 0.7 H$$

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.

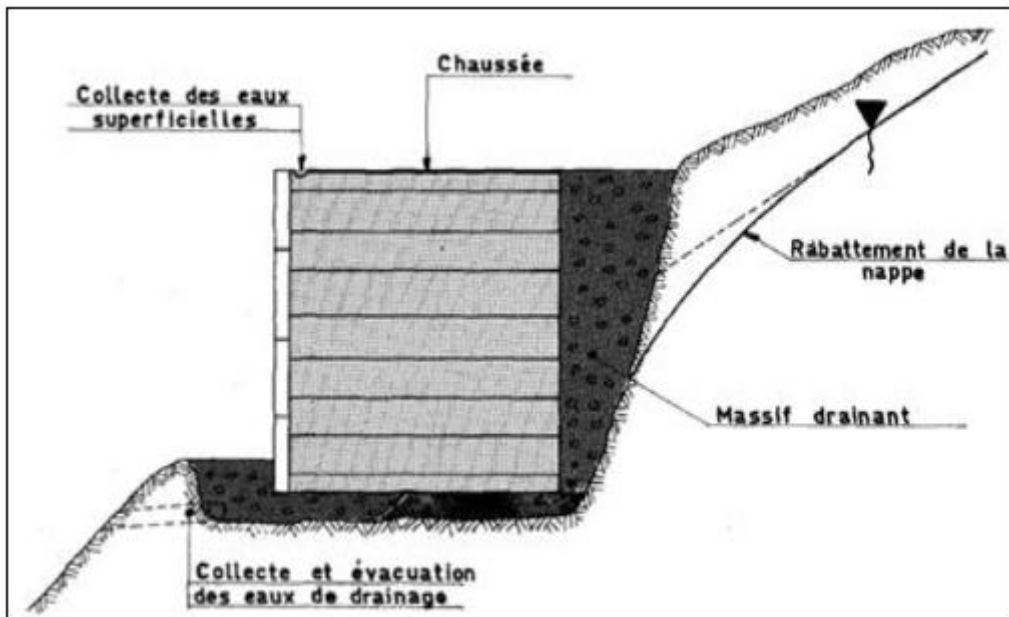


Figure 2.41. Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA Recommandations et règles de l'art SETRA .1979)

II-9.3.Principe de fonctionnement

II-9.3.1.Fonctionnement interne

Le fonctionnement repose sur l'existence du frottement entre les armatures et le sol : le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse. Celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées (figures 2.1 et 2.2).

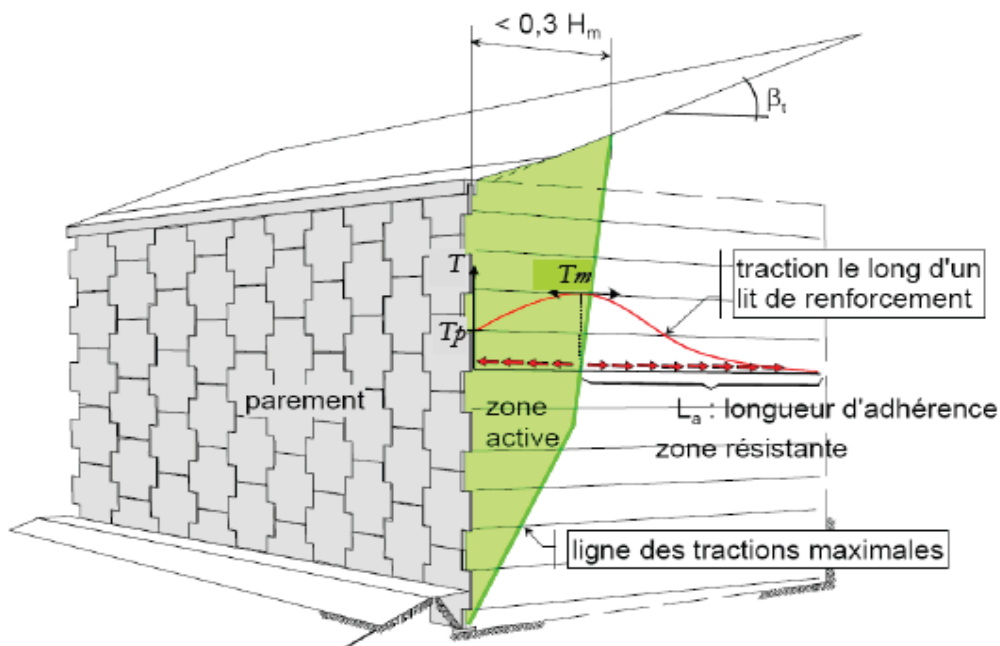


Figure 2.42. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Reiffsteck, 2007)

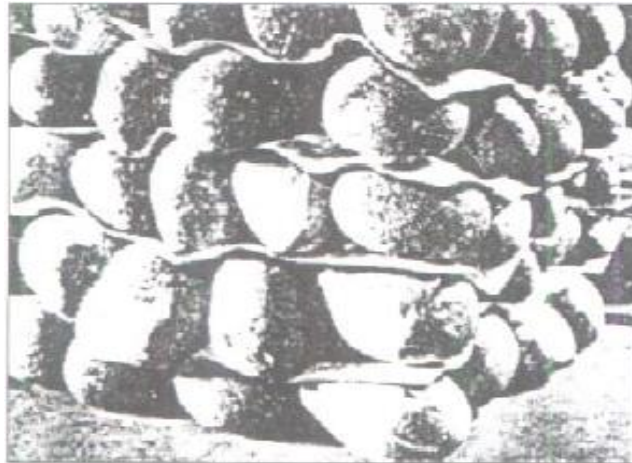


Figure 2.43. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Vidal, 1966)

Le massif est donc constitué de deux zones (Figure 2.3) :

- Une première zone active dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers le parement.
- Une deuxième zone résistante dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers l'intérieur du massif.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottante des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

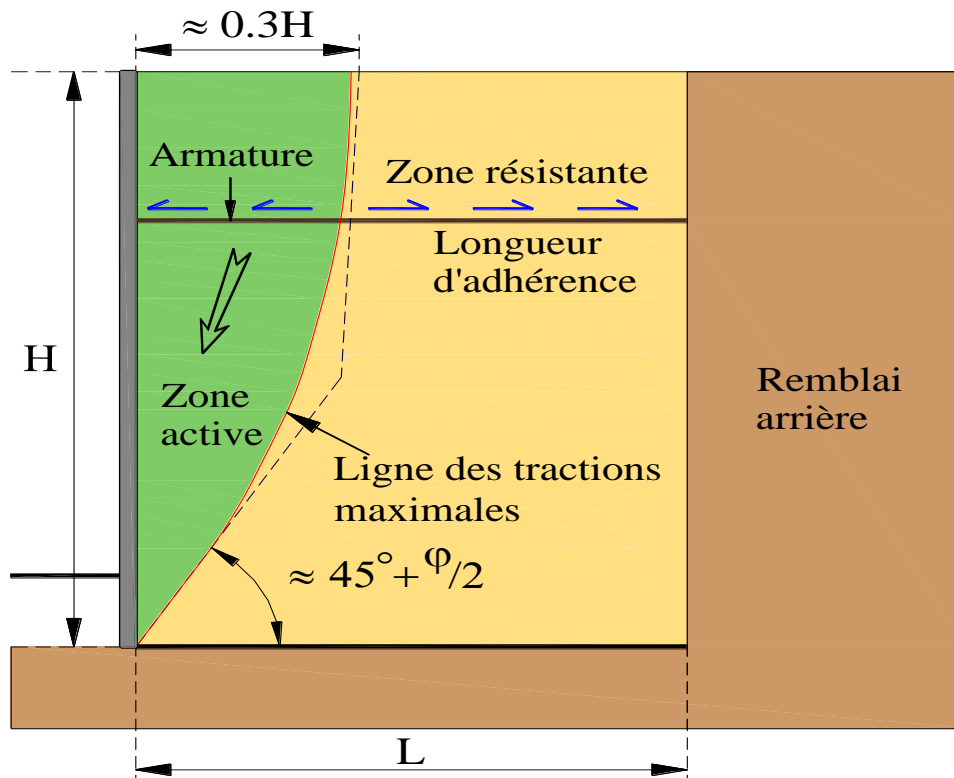


Figure 2.44. Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003)

II-9.3.2.Fonctionnement externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids. Le massif renforcé peut être considéré comme un corps pesant indéformable, subissant les actions volumiques (poids, déjaugage et inertie en cas d'accélération sismique) ainsi que les actions externes appliquées (surcharges diverses, poussée des terres à l'arrière du massif).

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité e par rapport à l'axe du remblai figure 2.45.

La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc. Il faut étudier également la stabilité ensemble.

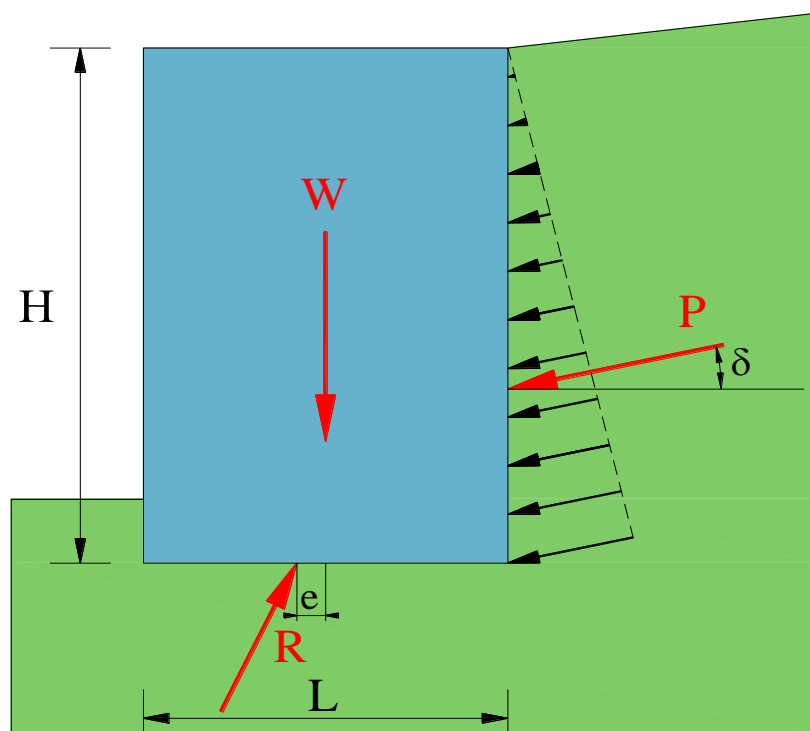


Figure 2.45. Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003)

II-9.4.Modes de rupture

II-9.4.1.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 2.5.

Il sont :

- Glissements suivant la base .
- Renversement .
- Poinçonnement .
- Grand glissement.

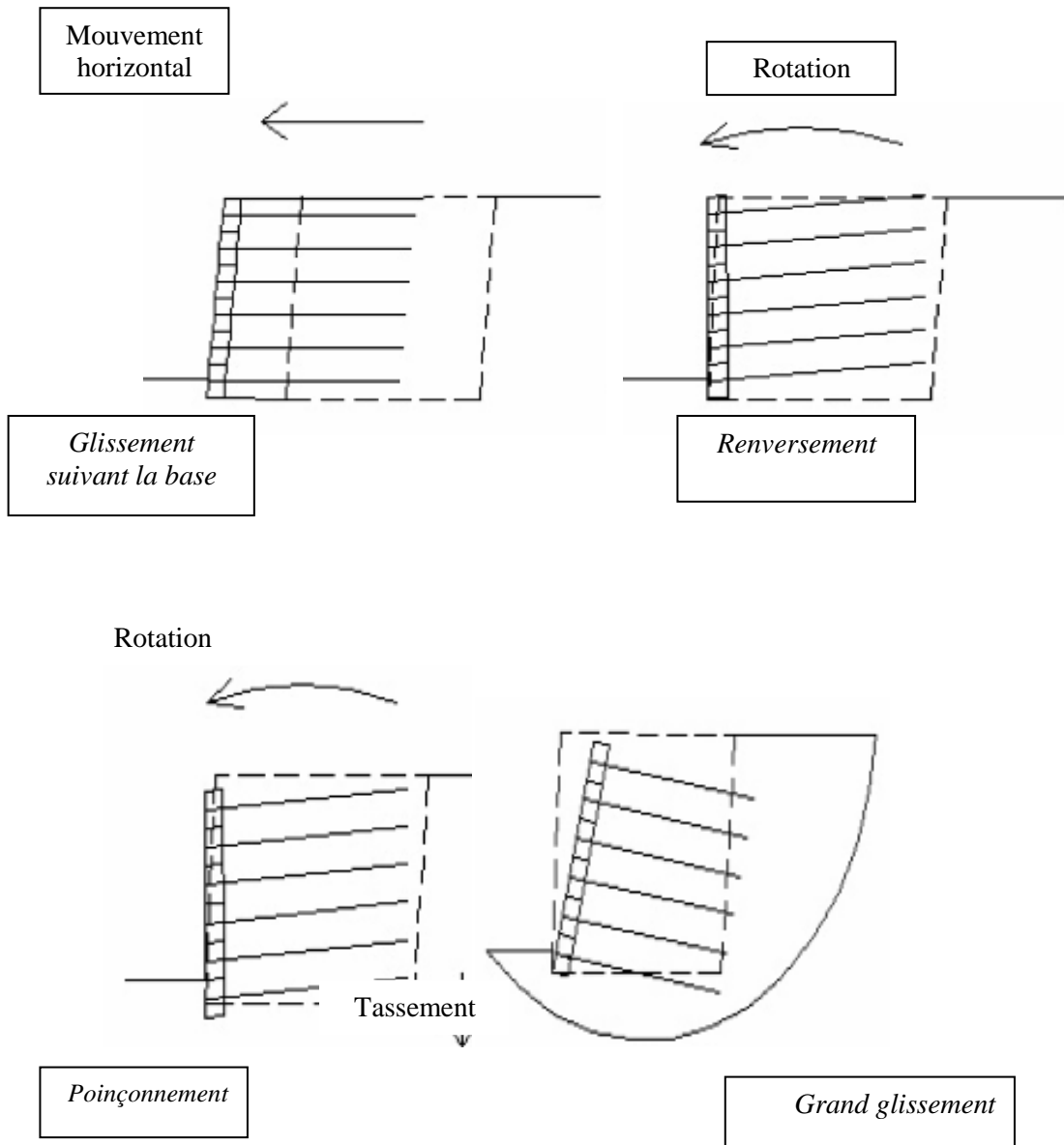


Figure 2.46. Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé

II-9. 4.2. 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 2.47 .a) ;
- Arrachement des armatures si la résistance à arrachement des armatures est Insuffisante (figure 2.47 .b) ;
- Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (figure 2.47 .c).

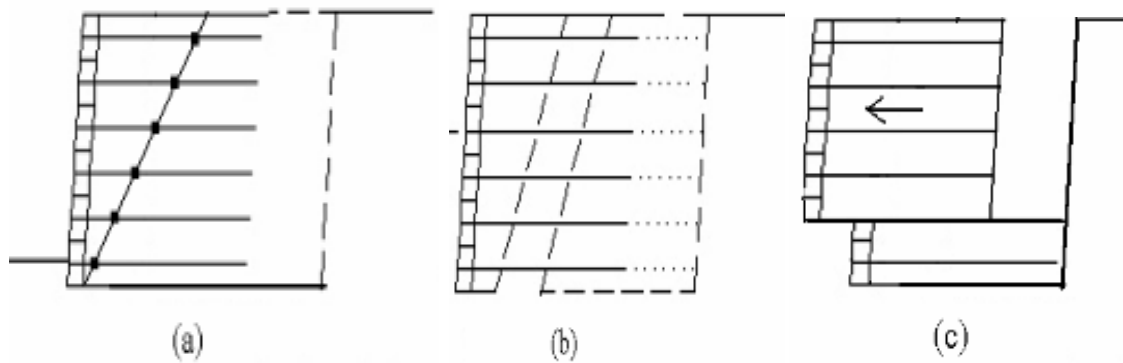


Figure 2.47. Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé

II-9.4.3.Ruptures dues à la Stabilité du parement

Il est possible d'observer des effondrements du parement si les éléments de revêtement ne sont pas conçus correctement ou les joints entre les renforts et les éléments de revêtement ne sont pas suffisants, Les différents modes de ruine sont montrés dans la figure 2.7.

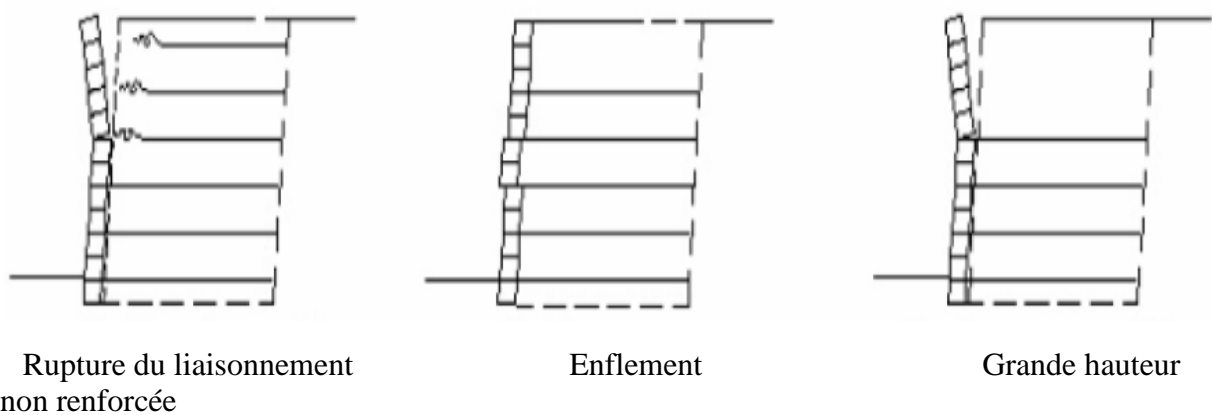


Figure 2.48. Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé

II-10.Conclusion

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques ouvrages de soutènement en sol renforcé, l'principe de leur développement, leur mode de fonction et les différents types Nous avons détaillé les principaux composants et les méthodes de calcul.

Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de génie civil et de la géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique, ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables et pratiques de conception des structures en sols renforcés.

CHAPITRE III
PRESENTATION DE L'OUTIL
DE SIMULATION
NUMERIQUE

III-1. Introduction

L'utilisation d'outils de modélisation numérique connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique. La modélisation numérique permet l'analyse du comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes. En choisissant des paramètres représentatifs, des conditions aux frontières et des modèles constitutifs adéquats, les simulations numériques peuvent mener à une évaluation réaliste des problèmes géotechniques.

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. [20]

Dans le présent chapitre, nous donnons une description du code de calcul par élément finis PLAXIS2D, qui sera utilisé dans notre étude.

III-2. Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines

de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance des grands logiciels.

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés nœuds. [10]

III-2.1. Le calcul par la méthode des éléments finis :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. [19]

- Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay,... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- Elle permet :

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- De simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages ;
- Les sollicitations internes des ouvrages ;
- Les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

Chapitre :03 Présentation de l'outil de simulation numérique

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

III-3. Présentation de PLAXIS :

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publique et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code en éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001. [18]

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier.

PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

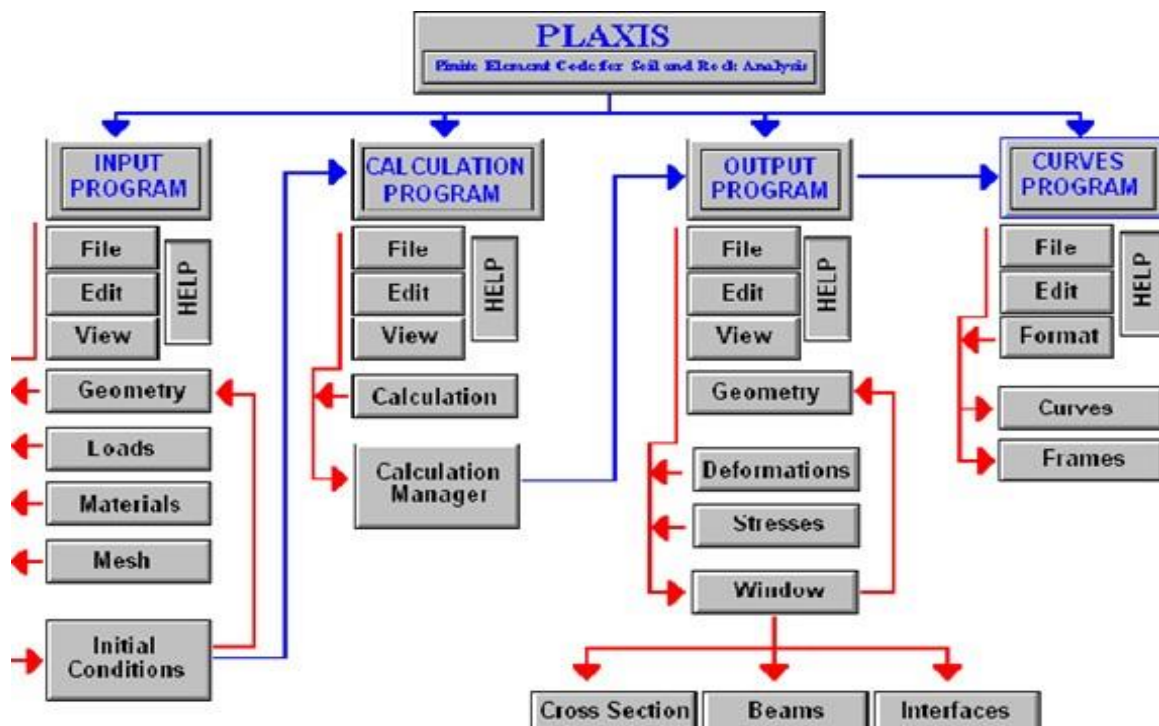


Figure 3-1. Organigramme du code Plaxis 2D

III-3.1. Les sous-programmes de plaxis



Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.



Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis



Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.



Le programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

III-3-2. Modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS :

PLAXIS est doté des modèles de comportement de sols depuis le modèle de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique et parmi lesquels on cite:

-Modèle élastique linéaire.

-Modèle de Mohr-Coulomb (MC).

Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model-HSM).

- Modèle pour les roches fracturées (jointed rockmodel).
- Modèle pour sols mous (SofSoilModel-SSM).
- Modèle pour sols mous avec effet du temps (Sof soit Creep Model-SSCM).[20]

III-3-2-1. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol.

Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (par exemple le cas du parement en bloc en béton). [17]

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0,5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

III-3-2-2. Modèle de mohr-coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte six paramètres : le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement, l'angle de dilatance, et le facteur de réduction de l'interaction. [20]

- Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des 45 essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture figure 4.1.

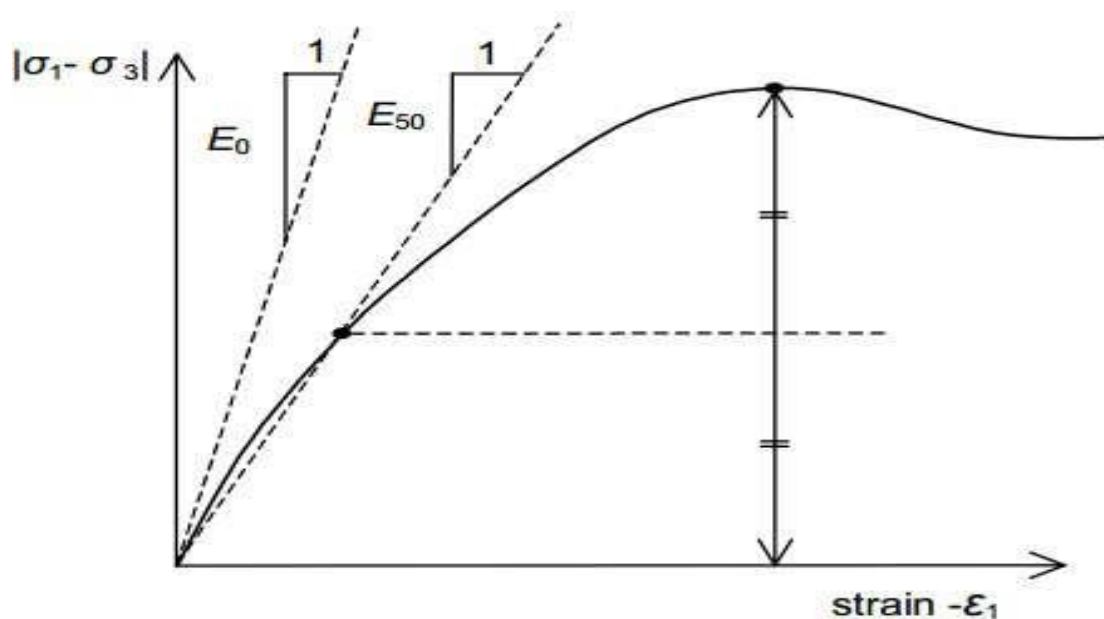


Figure 3-2. Définition de E0 et de E50. [20]

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple. Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

- Le coefficient de poisson

Il est conseillé d'utiliser une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson

s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

- **La cohésion**

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur (voir Paramètres avancés).

- **L'angle de frottement**

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement φ (à volume constant, aupalier).

- **Angle de dilatance**

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau Élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

- **Le facteur de réduction de l'interaction (Rinter) :**

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure noté R_{inter} . Il peut être donné par les deux formules suivantes:

$$C_{inter} = R_{inter} \times C_{sol}$$

$$\tan(\varphi)_{inter} = R_{inter} \times \tan(\varphi)_{sol}$$

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écoulement). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 5.2).

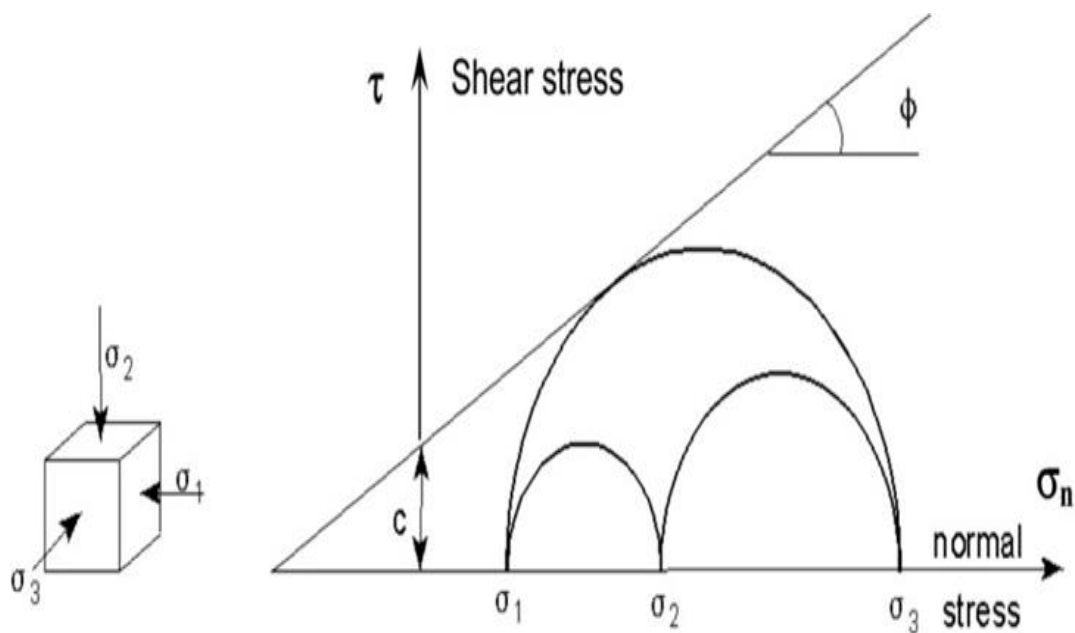


Figure 3-3. Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb. [20]

Afin de comprendre la signification des cinq paramètres fondamentaux du modèle, considérons des courbes contraintes-déformations classiques comme celles obtenues à partir d'essais triaxiaux drainés

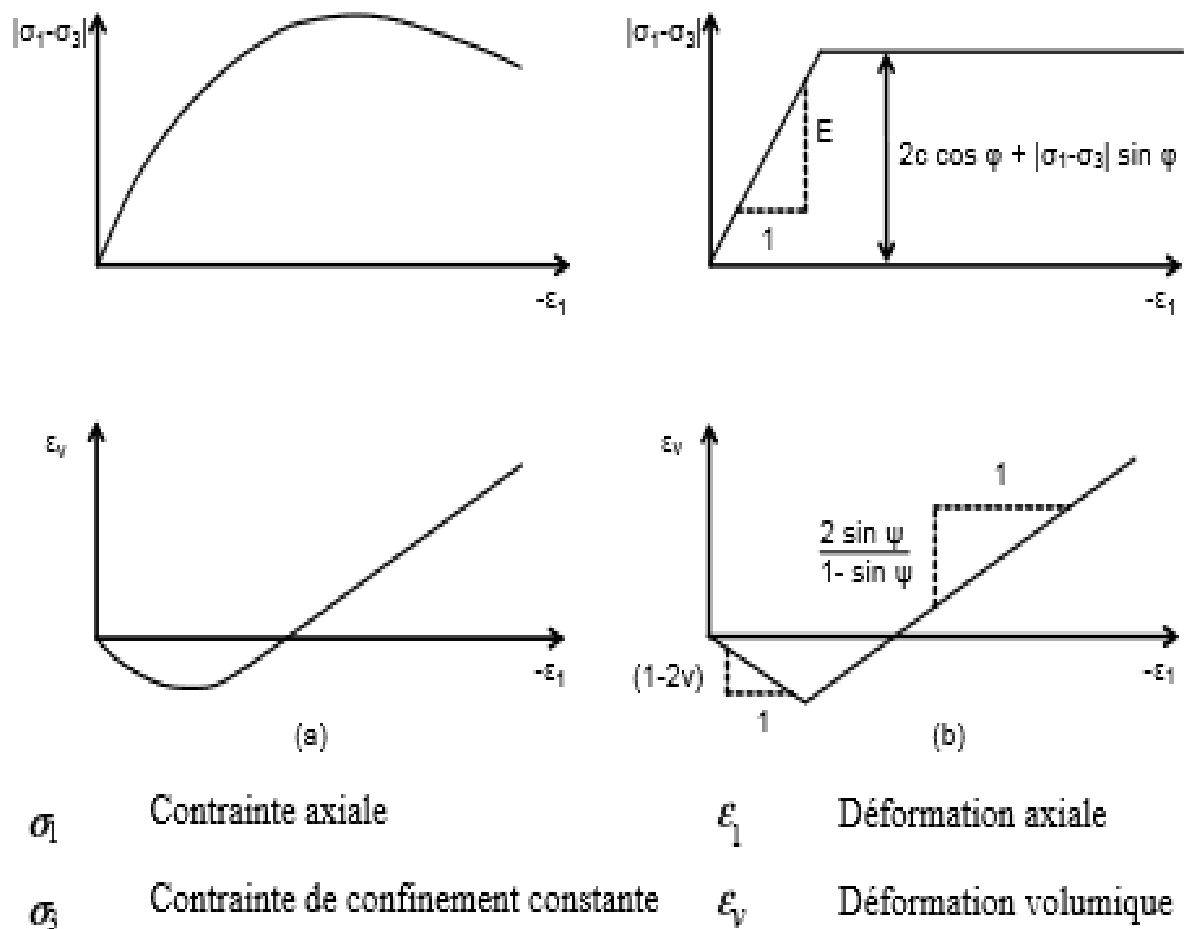


Figure 3-4. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)

III-3.Conclusion:

Ce rapide tour horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

Chapitre :03 Présentation de l'outil de simulation numérique

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques.

CHAPITRE IV

ETUDE NUMERIQUE D'UN

MUR EN SOL RENFORCE

-ETUDE D'UN CAS-

IV-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 sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau.

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code Plaxis (version 8.6) et présenter les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis bidimensionnel d'un mur de soutènement renforcé par géogrilles (le modèle établi par Guler et al (2007)).

Une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé. Cette analyse concerne l'effet de l'espacement et la longueur des éléments de renforcement, l'angle de frottement du remblai et l'existence des nappes secondaires sur les déplacements horizontaux du parement et le facteur de sécurité.

IV-2.Simulation numérique :**IV-2.1 Présentation du modèle numérique :**

Le modèle a une hauteur de 14m et une longueur de 30m. Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone d'intérêt (zone renforcée) afin d'éviter les effets de bord. [22]

Le modèle est composé de deux couches :

Couche 1(couche de fondation) ayant une hauteur de 5m.

Couche 2 (couche de remblai) ayant une hauteur de 9m.

Les blocs des parements ont une section 0.25x0,5m.

-La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage.

- 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.

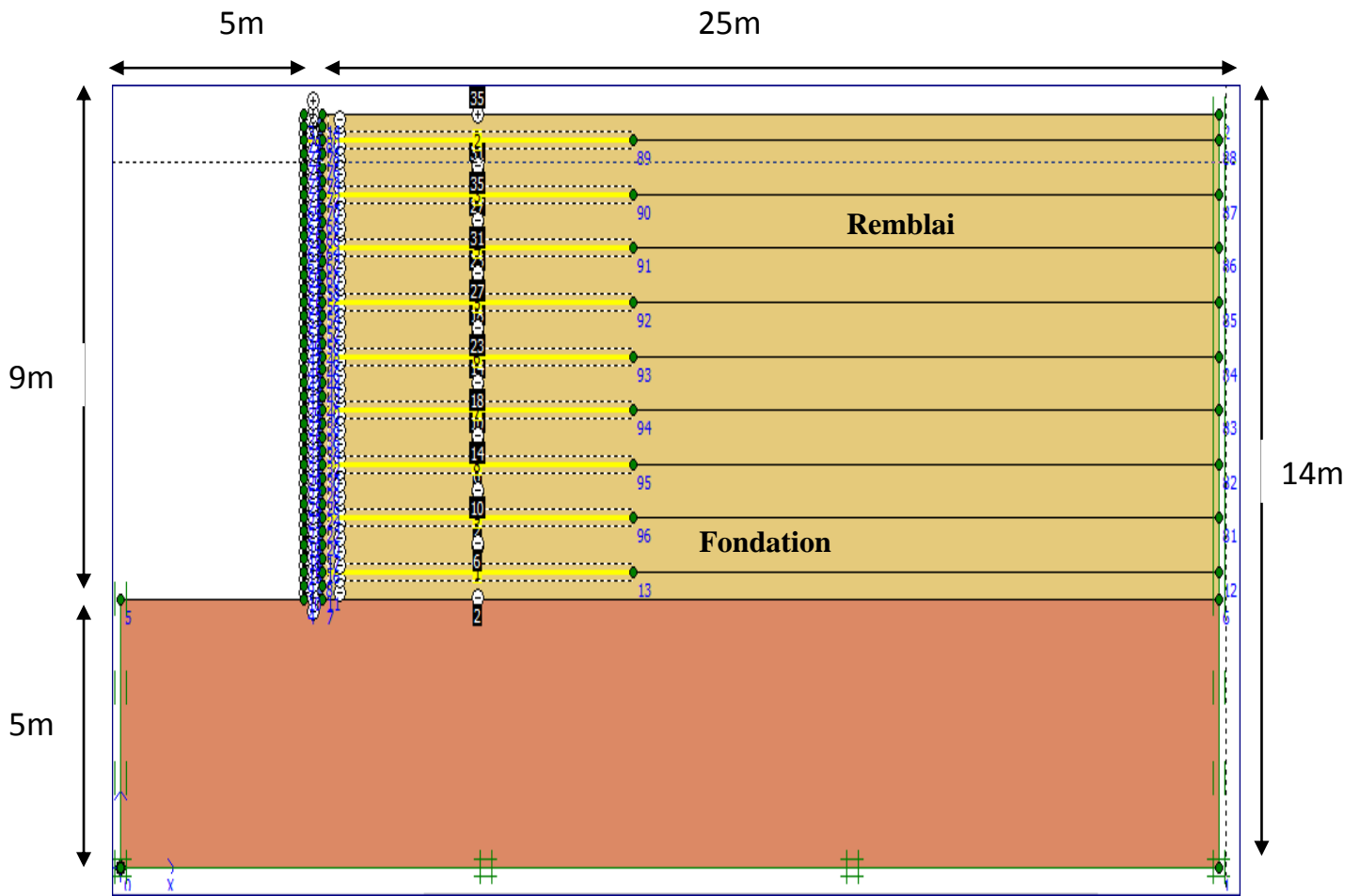


Figure 4-1. Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé.

IV-2.2 Données et paramètres de l'étude :

Les blocs modulaires ont été modélisés comme des matériaux homogènes en utilisant un modèle de comportement élastoplastiques de Mohr-Coulomb. La géogrille a été modélisé en utilisant des éléments élastiques. Les géogrilles ont été insérés horizontalement dans les blocs modulaires pour représenter le raccordement (voir figure 4.2).

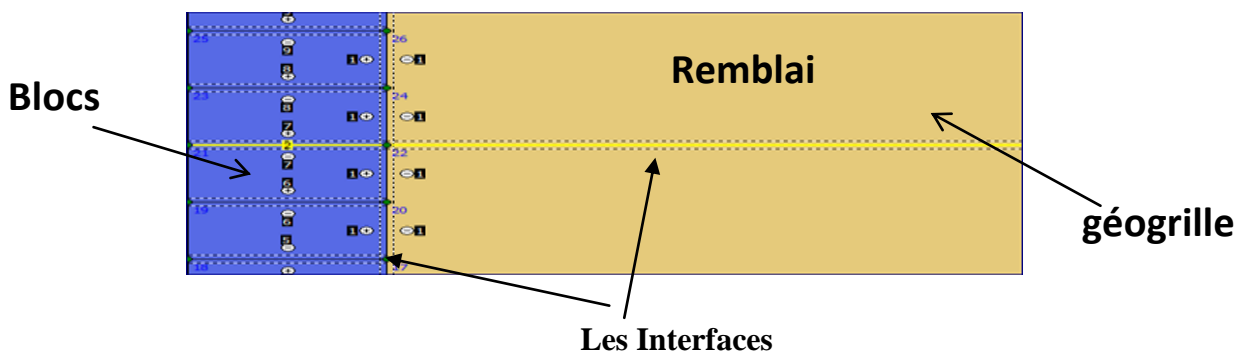


Figure 4-2. Blocs modulaires et connexion géogrid.

-Caractéristiques des matériaux :**a) Le sol :**

Le modèle est constitué de deux sols différents remblai renforcé et Le sol de fondation. (Figure 4.1). Les deux types de sol sont modélisés avec un modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique (modèle de Mohr- Coulomb). Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres : Les paramètres élastiques (E : module d'Young, ν : le coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques (angle de frottement, c : la cohésion et Ψ : angle de dilatance).

Tableau 4-1. Propriétés géomécaniques du sol

	Remblai	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Mohr coulomb
Angle de frottement φ (degrés)	35	35
Cohésion, c (kPa)	5	200
Angle de dilatance, Ψ(degrés)	4	5
Poids spécifique γ (kN/m³)	20	20
Module de rigidité (kPa)	30000	500000
Coefficient de Poisson ν	0,25	0.2

b) Les géogrilles de renforcement :

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structurels appelés « geogrid » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Les caractéristiques sont données dans le tableau 4.2

Tableau 4-2. Propriétés du géogrid

Modèle de comportement	Élastique
Rigidité axiale élastique (kN/m)	1500
Déformation de la géogrid	25%

c) Les blocs modulaires :

Les éléments constitutifs du parement ont un comportement élastoplastiques de Mohr-Coulomb. Ce modèle est caractérisé par les paramètres représentés dans le tableau 4.3 suivant.

Tableau 4-3. Propriétés du bloc modulaire.

Modèle de comportement	Mohr coulomb
Angle de frottement φ (degrés)	35
Cohésion, c (kPa)	200
Poids spécifique γ (kN/m ³)	20
Module de rigidité (kPa)	300000
Coefficient de Poisson ν	0,1

d) Les Interfaces : Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface est : $R_{inter} = 0,7$ pour les interfaces entre les blocs, et $R_{inter} = 0,67$ pour les interfaces entre le sol et les géogrids et le sol et les blocs.

IV-3. 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 25 cm ont été placés au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte.

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géogrilles par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels. La première nappe de renforcement est toujours installée à l'altitude 0.5 m sur la deuxième couche de sol et le deuxième bloc. En suite, des nappes de géogrille sont installées selon l'espacement de renforcement. Par exemple, l'ordre de modélisation d'un mur avec un espacement de renforcement égal à 0.5 m comprend les étapes suivantes (voir figure 4.4 et 4.5).

- Étape 1 : Modèle de base (l'équilibre sous son poids propre est réalisé ; le module élastique du sol est mis à jour).
- Étape 2 : Installation d'un bloc modulaire dans la première couche.
- Étape 3 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 4 : Installation de la première nappe de géogrille.
- Étape 5 : Installation d'un bloc modulaire pour la deuxième couche.
- Étape 6 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 7 : Mise en place d'une nappe de géogrille.

Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du mur soit atteinte.



Figure 4-3. Étape 1 : Installation des blocs modulaires.

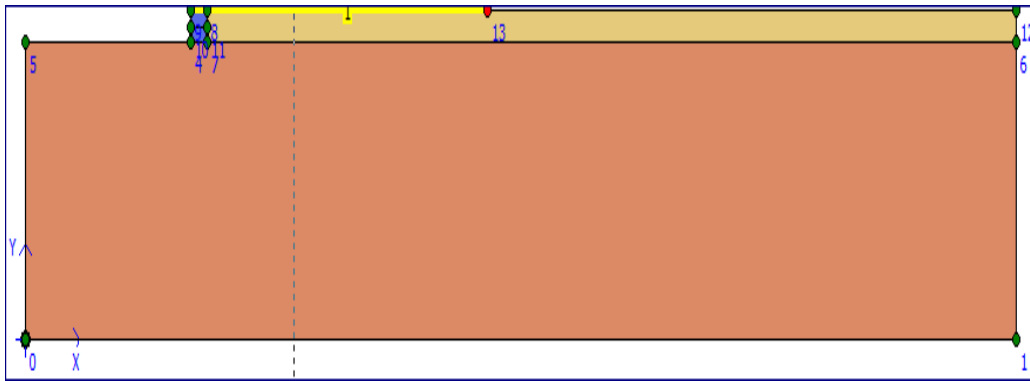


Figure 4-4. Étape 2 : Mise en place d'une couche de remblai et Installation de la première nappe de géogrille.

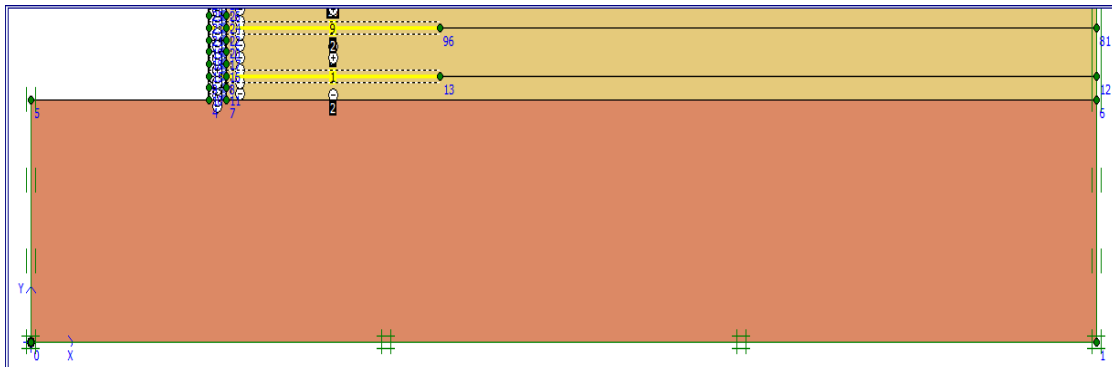


Figure 4-5. Étape 3 : étape - intermédiaire

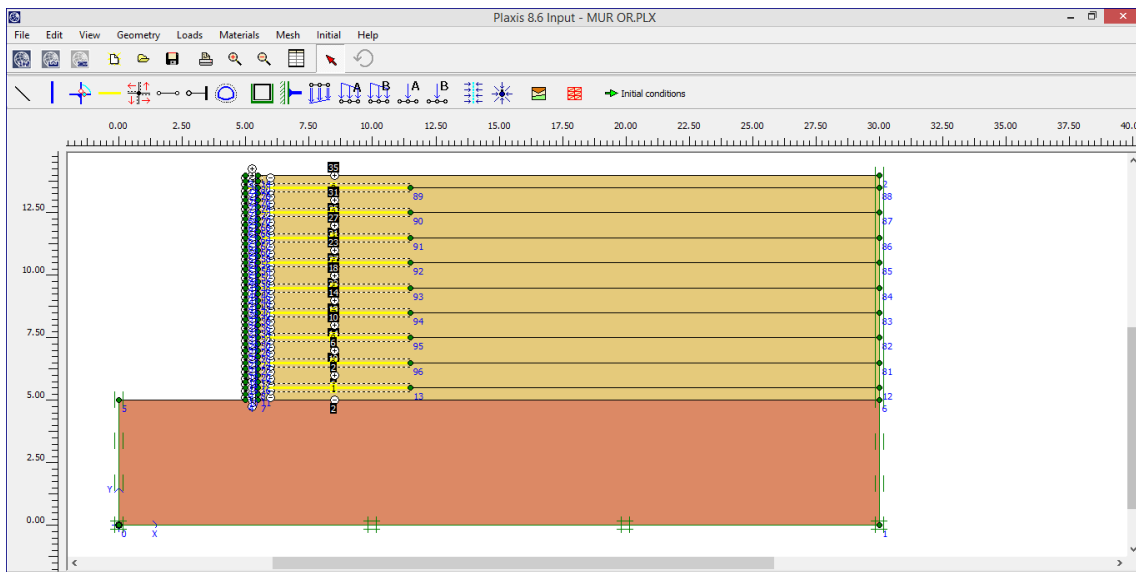


Figure 4-6.étape –finale

Les résultats de l'analyse par éléments finis ont été évalués de deux façons : Une première phase appelée phase de construction par étapes qui peut être considérée comme l'état de service (condition de travail). Une deuxième phase appelée la phase de « ϕ/c réduction » qui peut être considérée comme la condition de rupture.

IV-4. Génération du maillage:

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique 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 les conditions aux limites, on a utilisé un bloc standard, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds (fig.4.7), Le maillage est constitué en totalité de 829 éléments triangulaires, 9143 nœuds.

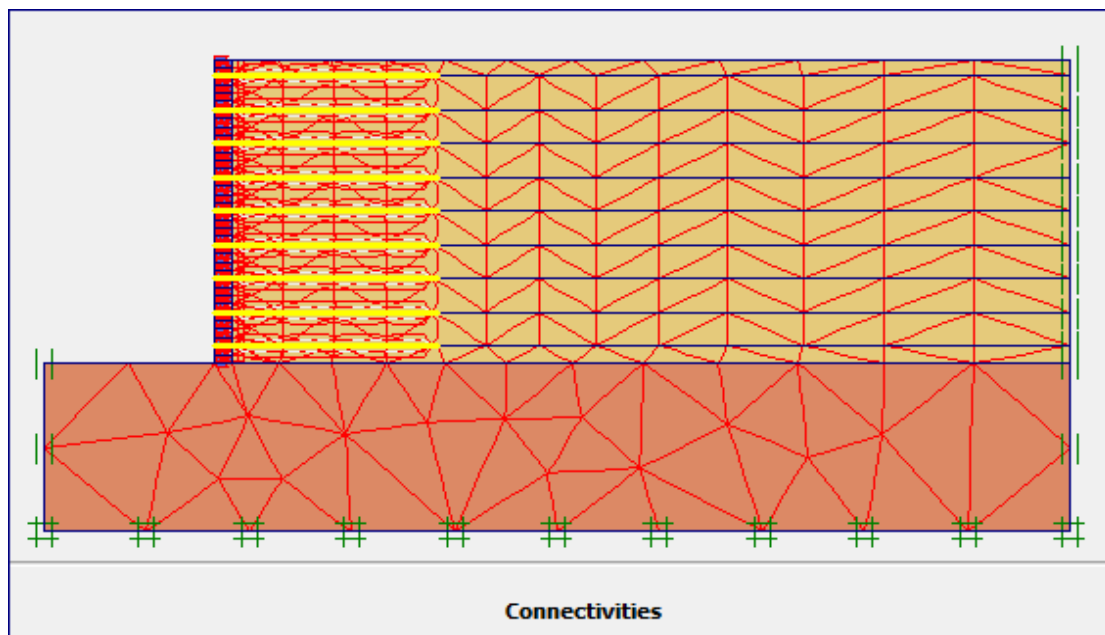


Figure 4-7. Profil représentatif du modèle numérique (Le maillage.)

IV5. Les résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements, les contraintes et les mécanismes de rupture. On présente ci-dessous quelques résultats pour un mur.

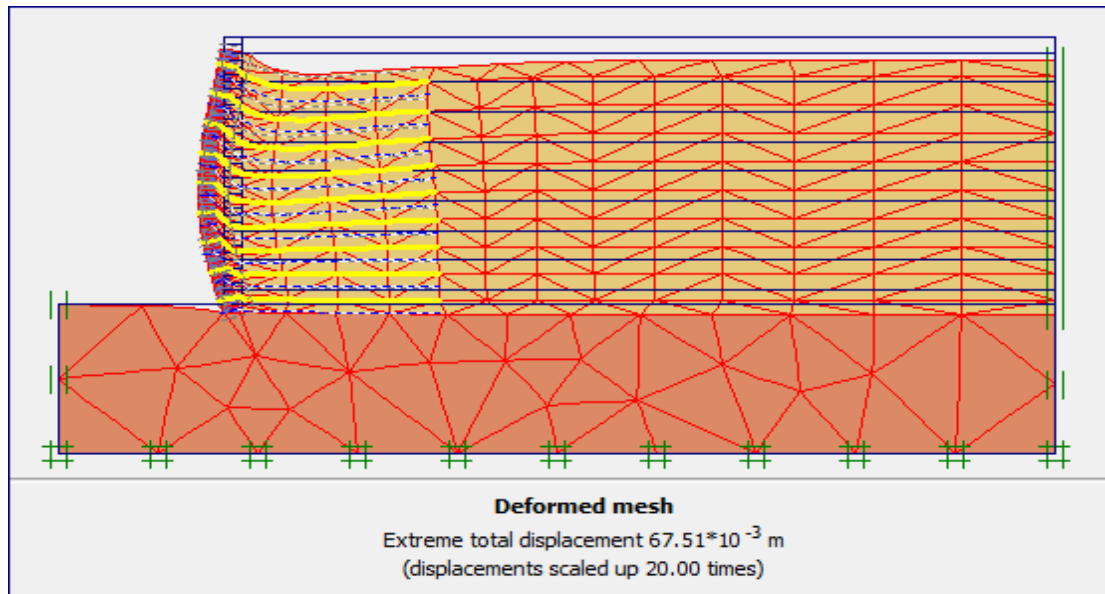


Figure 4-8. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

- Les déplacements du mur

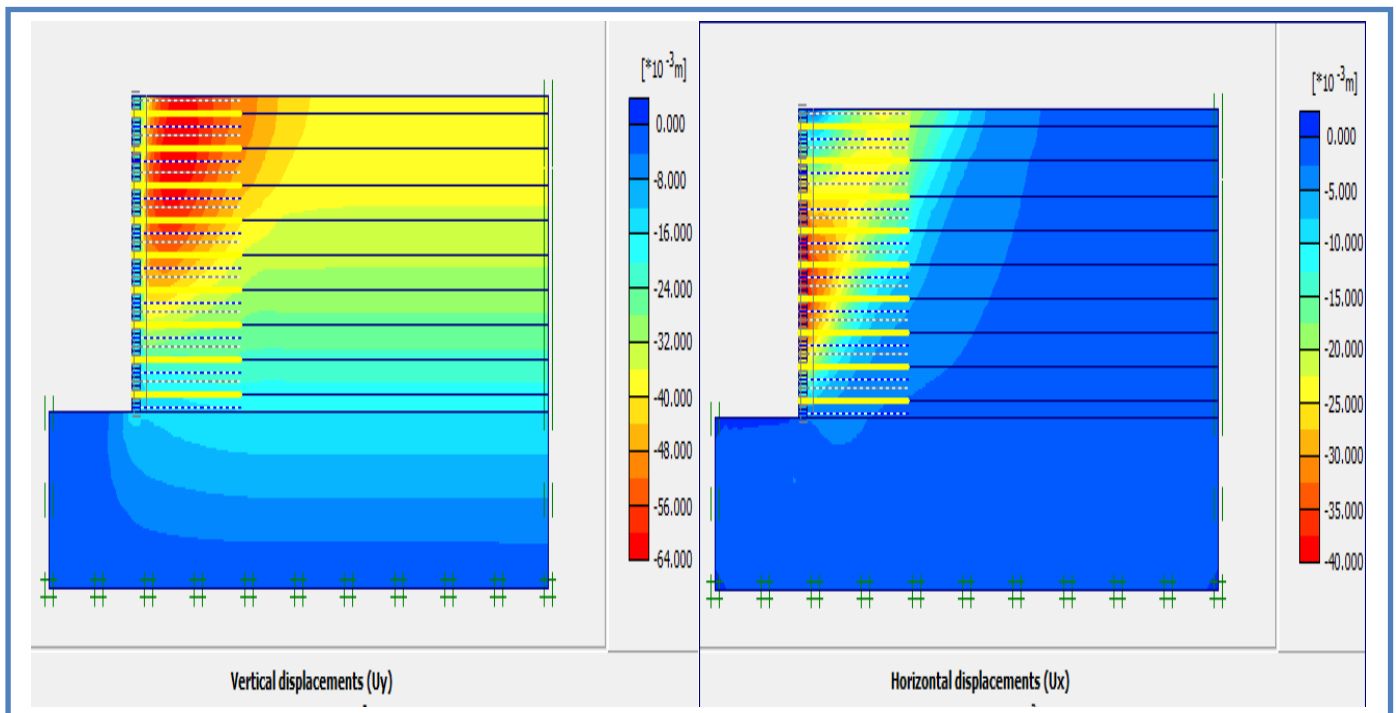


Figure 4-9. : (a) Déplacements verticaux (b) Déplacements horizontaux

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont présentés sur les figure4.8 et 4.9, le déplacement total maximal est 67,51 mm, le déplacement horizontal du mur 39,75 mm (figure4.8-b) et le déplacement vertical du mur 63,67 mm (figure4.8-a).

Le coefficient de sécurité de ce mur calculé par Plaxis égale à 2,018, ce coefficient est calculé à la fin de construction du mur avec l'utilisation de la méthode de réduction «méthode ϕ/c réduction».

- Le déplacement et l'effort de traction dans les géogrilles

Les figures 4.10 et 4.11 représentent les déplacements totaux et les efforts de traction respectivement calculés par Plaxis sur le long de la première nappe liée à la fin de construction.

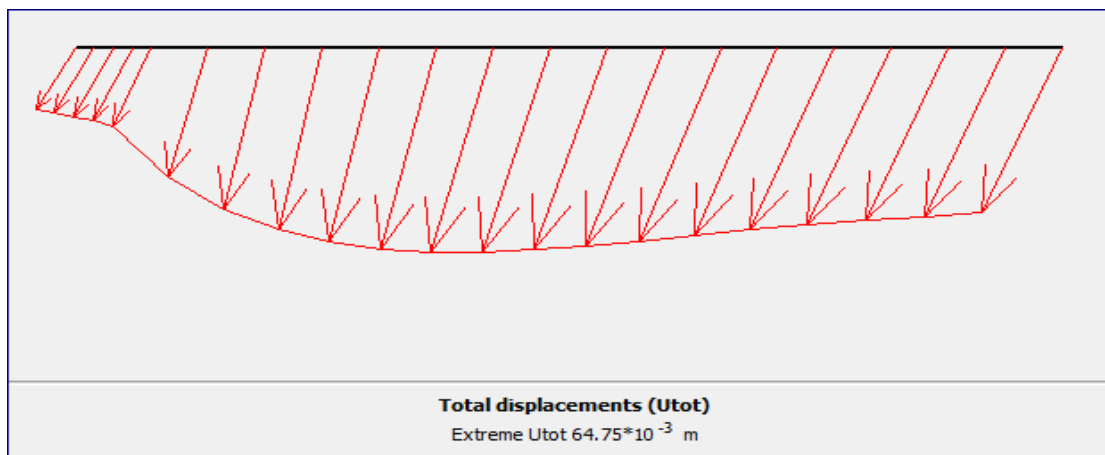


Figure 4-10. : Exemple de déplacement total de la nappe géosynthétique n°01

(U = 64.75 x 10⁻³ m)

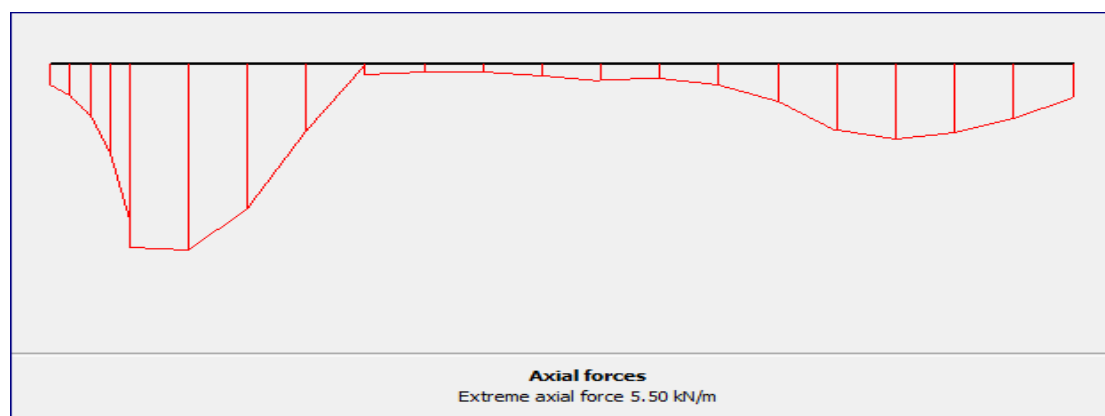


Figure 4-11. : Exemple de la force axiale résulte dans la nappe géosynthétique n° 01

(Tmax = 5.50kN.m)

IV-6. Etude paramétrique :

L'étude paramétrique établie dans ce travail concerne l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé par géogrid. On utilise les mêmes données de modèle référence et on change à chaque fois le paramètre à comparer, et toujours dans des fourchettes raisonnables.

Les paramètres étudiés sont l'effet de l'espacement et la longueur des éléments de renforcement, l'angle de frottement du remblai et l'existence des nappes secondaires sur les déplacements horizontaux du parement et le facteur de sécurité.

Les différentes combinaisons utilisées pour cette étude sont résumées dans le tableau 4-1.

- ❖ Pour les modèles (A1-A4, **effet de la longueur de renforcement principale**): longueurs de renforcement (L) ont été choisies comme 4,5 m, 6 m, 9 m et 12 m, ce qui correspond à des valeurs L / H de 0,5, 0,67, 1 et 1,33.
- ❖ Pour les modèles (B1-A3, **effet de la longueur de renforcement secondaire**): Les longueurs de renforcement secondaire (L') ont été choisies comme 0.9 m, 2.7 m et 6 m, ce qui correspond à des valeurs L' / H de 0.1, 0.3 et 0.67.
- ❖ Pour les modèles (C1-C2, **effet de renforcement non uniforme**): dans ces modèles on a ajouté des nappes de renforcement secondaire dans la zone qui subit un grand déplacement horizontal (zone critique) dans le modèle de référence. Les longueurs de renforcement secondaire (L') ont été choisies comme 2.7 m, et 6 m, ce qui correspond à des valeurs L' / H de 0.3 et 0.67.
- ❖ Pour les modèles (D1-D3, **effet de l'angle de frottement φ du remblai**): La valeur Angle de frottement φ (degrés) prend les valeurs suivantes : 30°, 40° et 45° (l'angle de référence est de 35°).
- ❖ Le modèle **A1** est considéré comme le **modèle de référence**

Tableau 4-4. Différentes combinaisons utilisé pour les analyses.

Modèle	Variant	Espacements Sv(m)	Rapport (L/H)	Angle de frottement φ (degrés)
A1	Longueur de géo grille	1	0.67	35
A2			0.5	
A3			1	
A4			1.33	
B1	Nappes secondaires	0.5	0.1	
B2			0.3	
B3			0.67	
C1	Renforcement non uniforme	variable	0.3	
C2			0.67	
D1	Angle de frottement φ	1	0.67	
D2				40
D3				45

IV-6-1.Effet de la longueur des géogrilles :

Afin de comprendre l'effet de la longueur de l'armature sur la réponse du mur, les modèles A1, A2 ,A3 et A4 ont été analysés avec un espacement vertical de 1 m et les rapports L / H de 0,67 ,0.5,1 et 1.33 respectivement.

Présentation des résultats Modèle A1 :

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 67,51 mm, le déplacement horizontal du mur 39,75 mm et le déplacement vertical du mur 63,67 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2,02.

Modèle A1 : un espacement $S_v = 1$ m et une longueur $L = 6$ m ($L/H=0.67$).

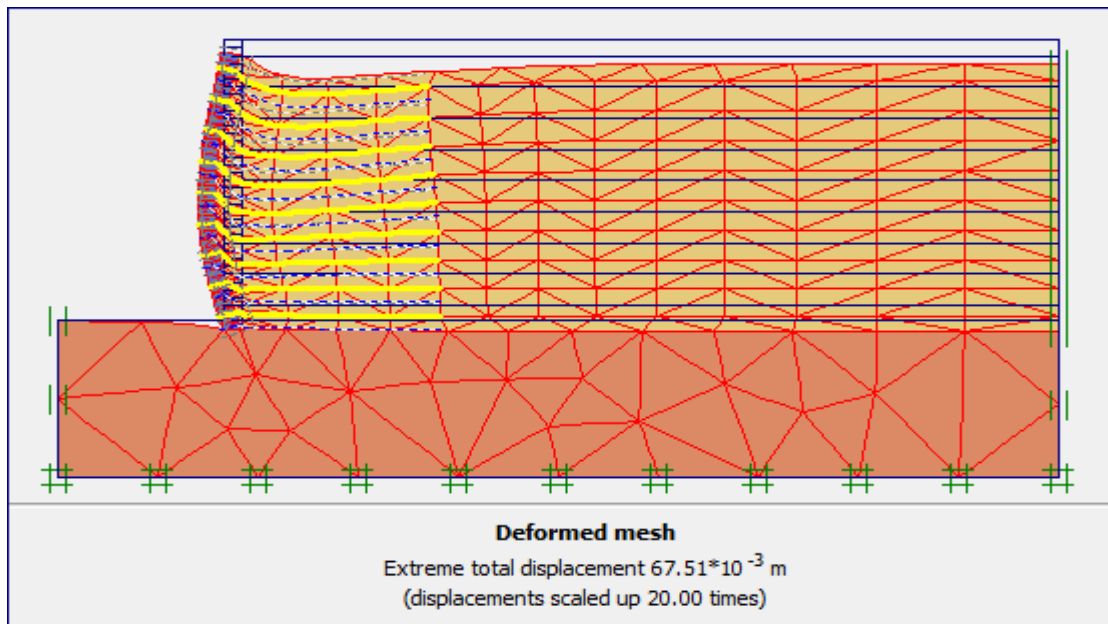


Figure 4-12. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

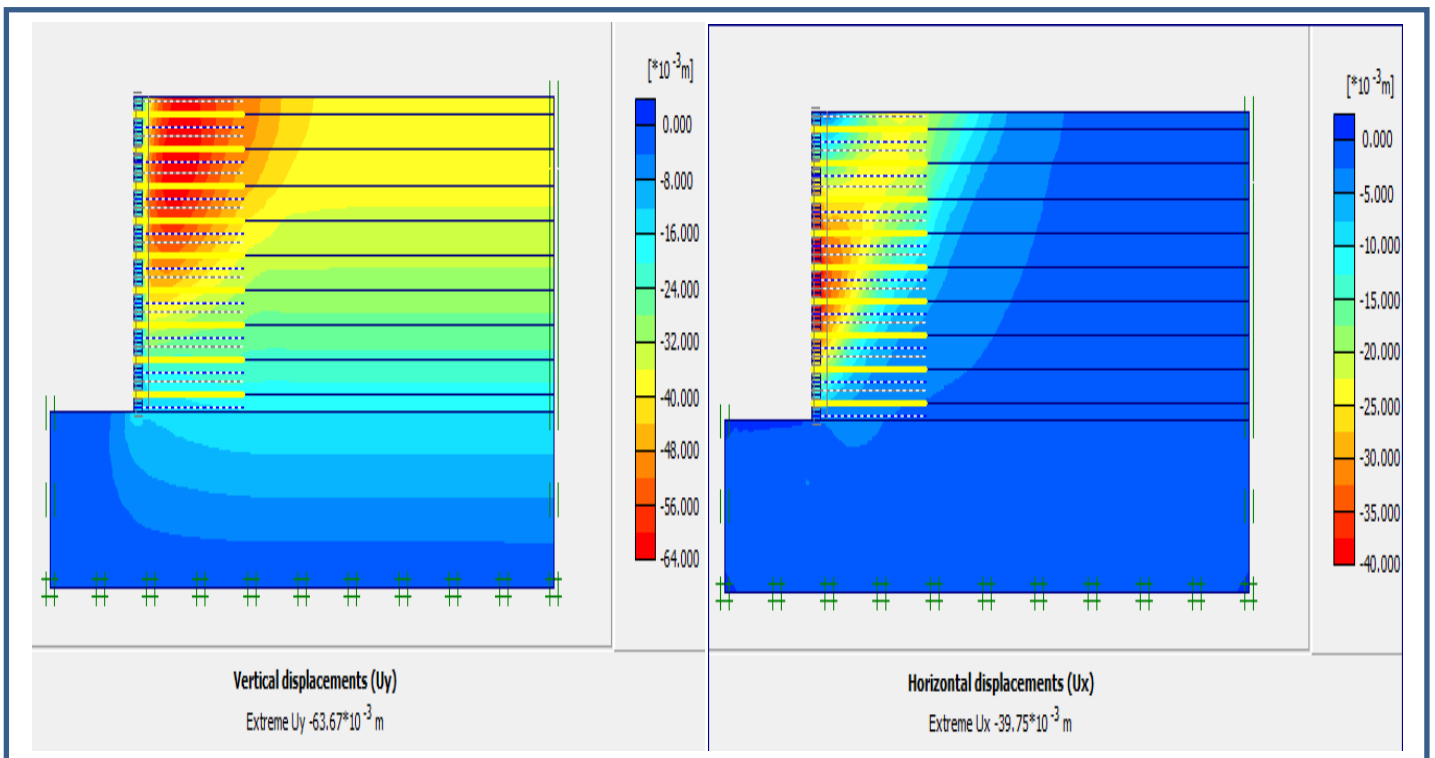


Figure 4-13. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Présentation des résultats Modèle A2 :

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 71.52 mm, le déplacement horizontal du mur 44.34 mm et le déplacement vertical du mur 65.72 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.72.

Modèle A2 : un espacement $S_v = 1$ m et une longueur $L = 4.5$ m ($L/H = 0.5$).

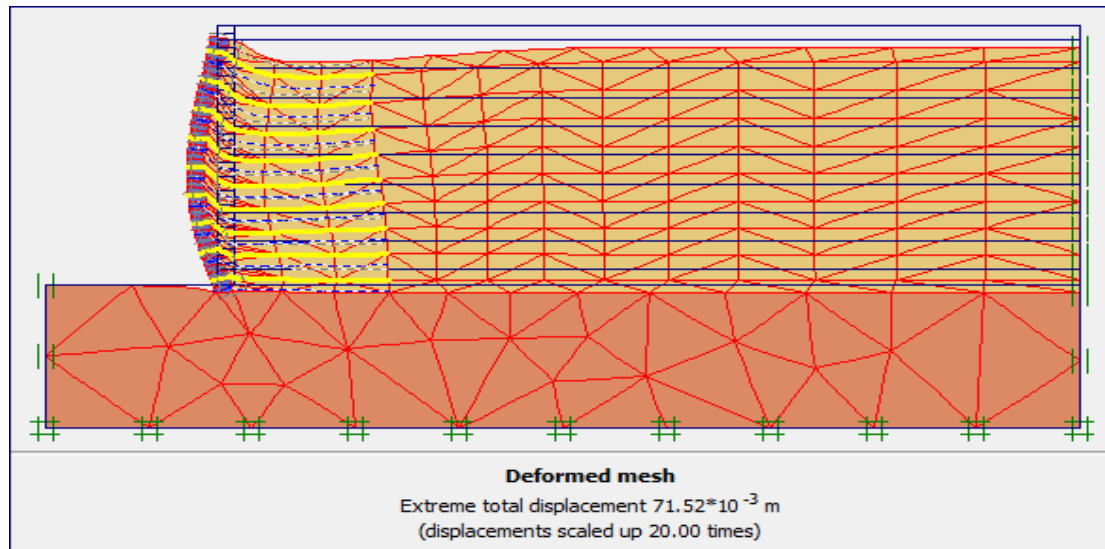


Figure 4-14. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

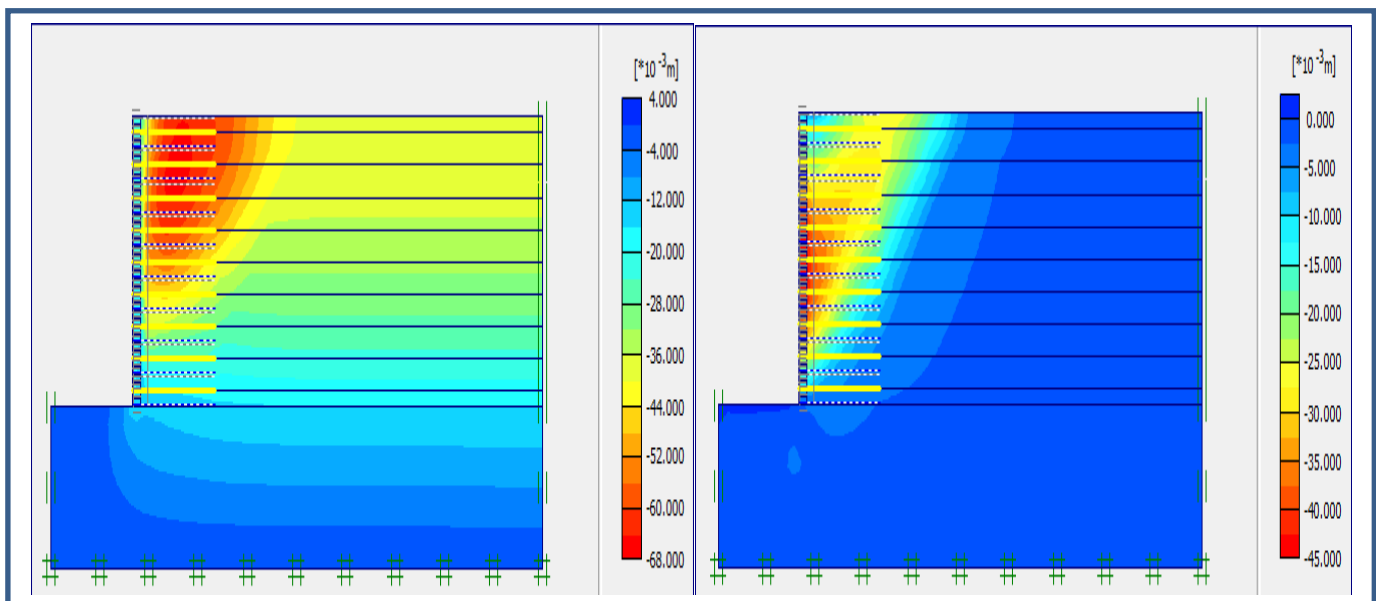


Figure 4-15. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Présentation des résultats Modèle A3 :

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 66.24 mm, le déplacement horizontal du mur 37.26 mm et le déplacement vertical du mur 63,46 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.41.

Modèle A3 : un espacement $S_v = 1$ m et une longueur $L = 9$ m ($L/H=1$).

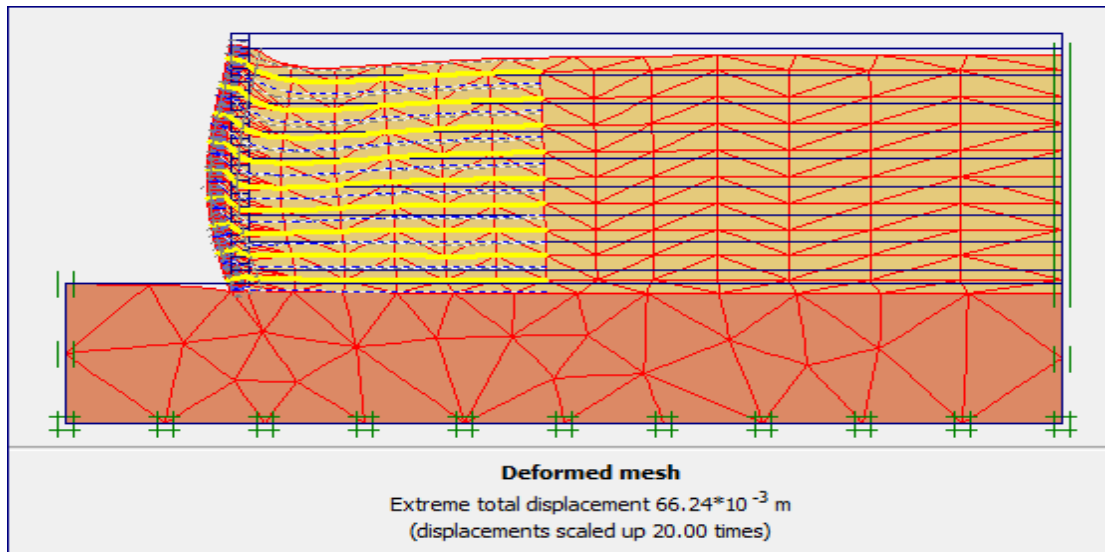


Figure 4-16. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

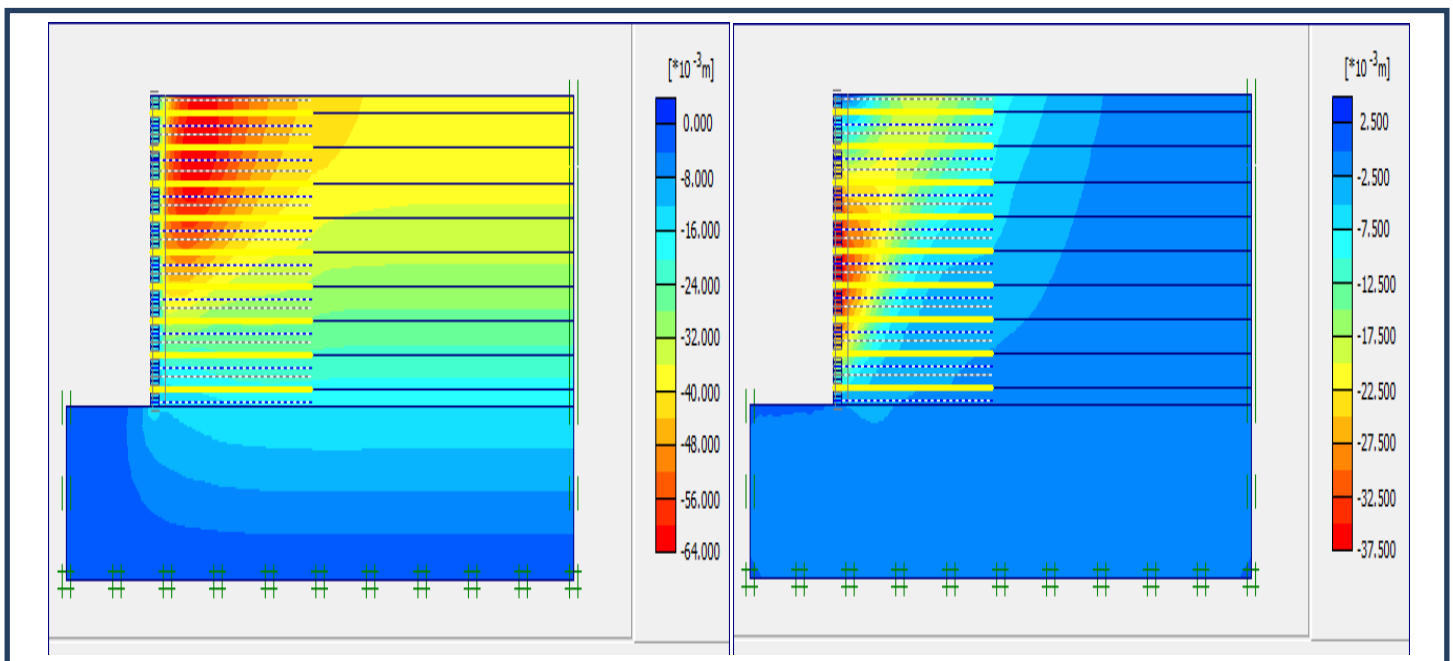


Figure 4-17. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Présentation des résultats Modèle A4 :

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 65.64 mm, le déplacement horizontal du mur 37.24 mm et le déplacement vertical du mur 63,07 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.81.

Modèle A4 : un espacement $S_v = 1$ m et une longueur $L = 12$ m ($L/H = 1.33$).

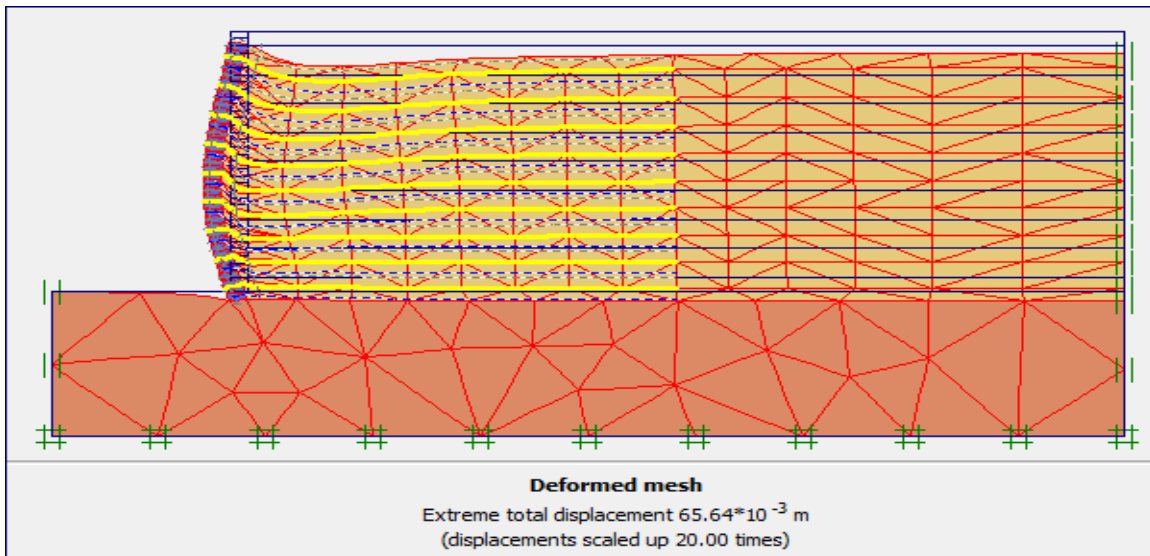


Figure 4-18. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

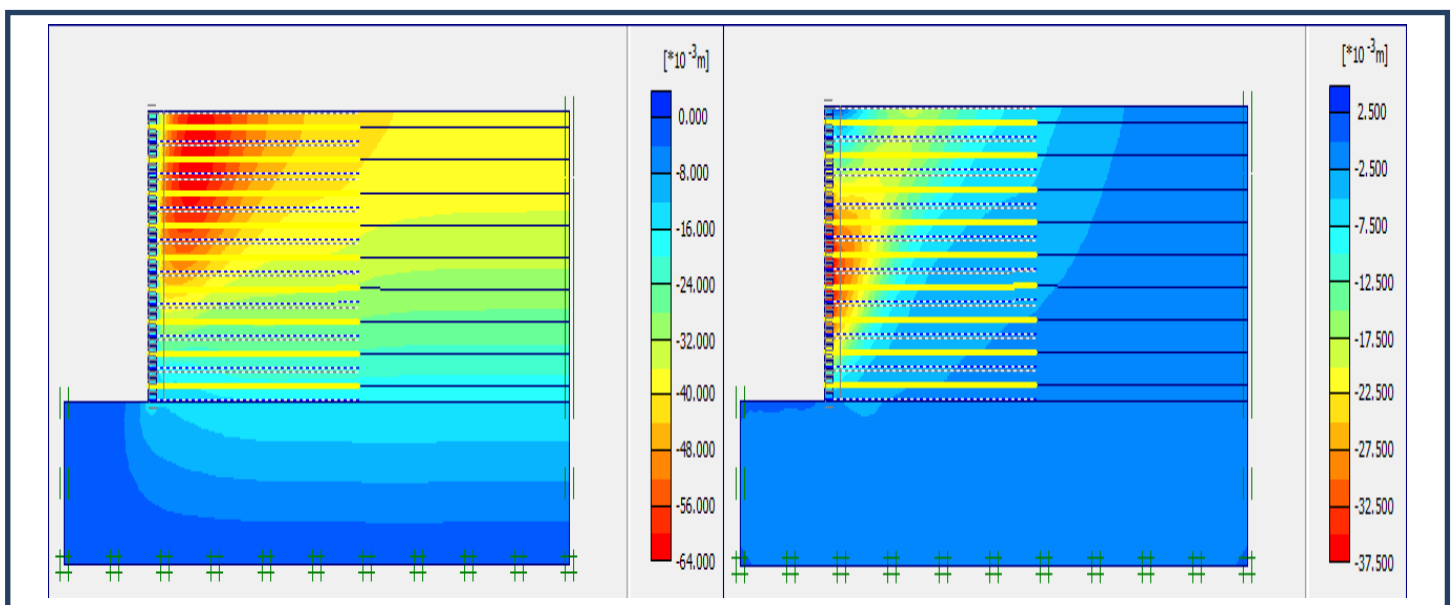


Figure 4-19. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

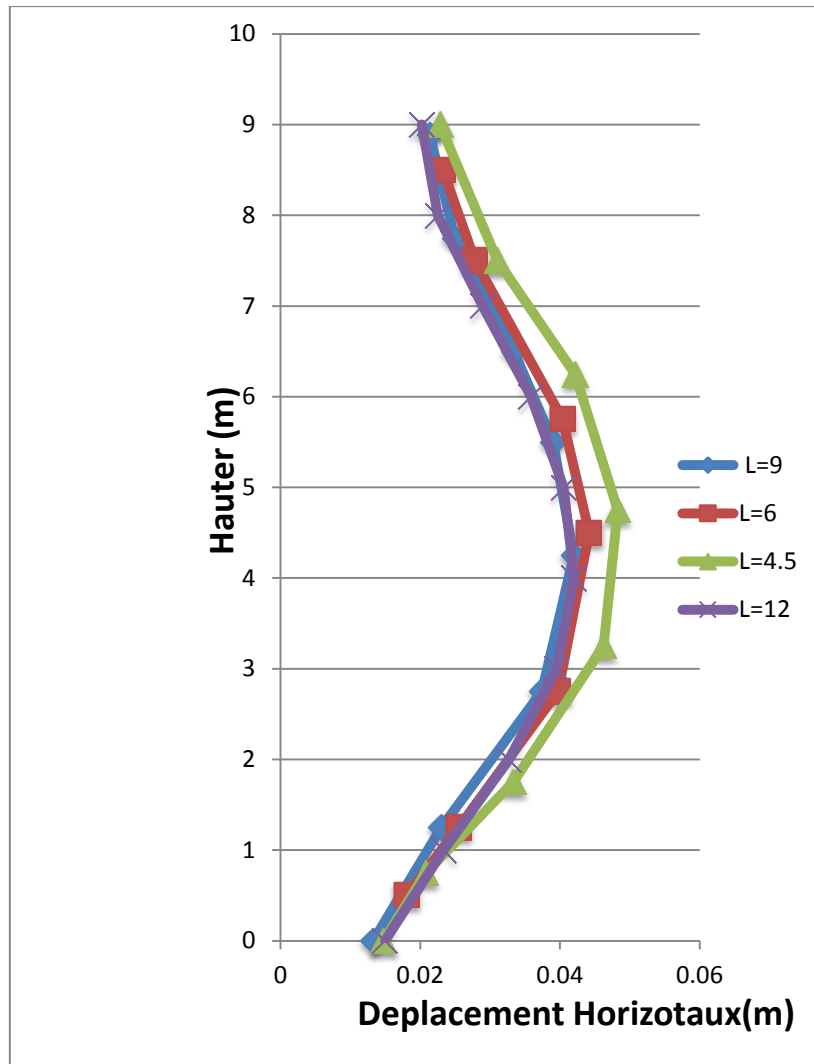


Figure 4-20. Déplacement horizontal des parements

- Discussions des résultats Modèle A :

Pour mieux simplifier, nous avons essayé de résumer les résultats dans un tableau pour afin de faciliter sa compréhension et de bien voir la différence entre les cas.

Ainsi, à partir du tableau 5-4 et la Figure 4-21, on peut remarquer que le Coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de la longueur du géogrilles.

De même, d'après le tableau 5-4 et la Figure 4-20, on peut remarquer que le déplacement horizontaux diminue avec l'augmentation de la longueur du géogrilles. Ces résultats indiquent que l'effet de variation de la longueur du géogrilles a une influence majeure sur les déplacements horizontaux de mur mais à partir de longueur 9m ($L/H=1$), la longueur n'a plus d'influence.

Tableau 4-5. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.

Les modèles	Espacements Sv(m)	Rapport L/H	Déplacement horizontaux max U (mm)	ΔU (%)	Coefficient de sécurité (F)	ΔF (%)
A1	1	0.67	39.75	-	2.02	-
A2		0.5	44.34	+11.55	1.76	-12.87
A3		1	37.26	-6.26	2.41	+19.3
A4		1.33	37.24	-6.31	2.81	+39.11

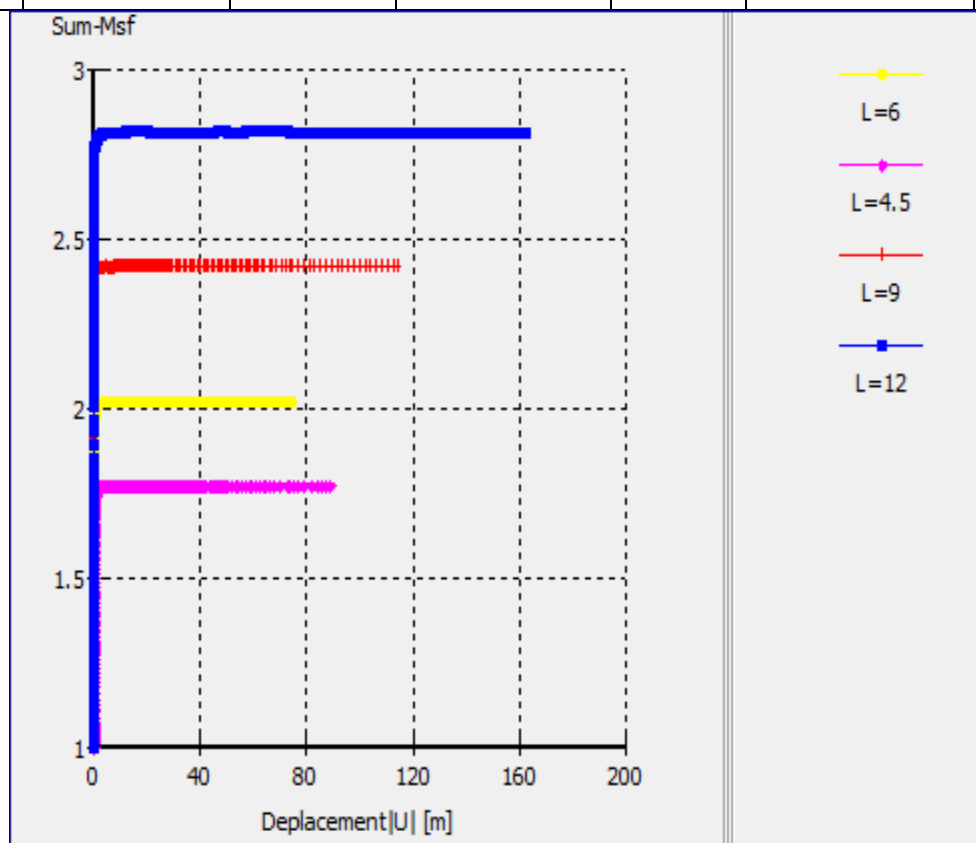


Figure 4-21. Courbe coefficient de sécurité en fonction du déplacement.

Après avoir lu les résultats du tableau 5-4

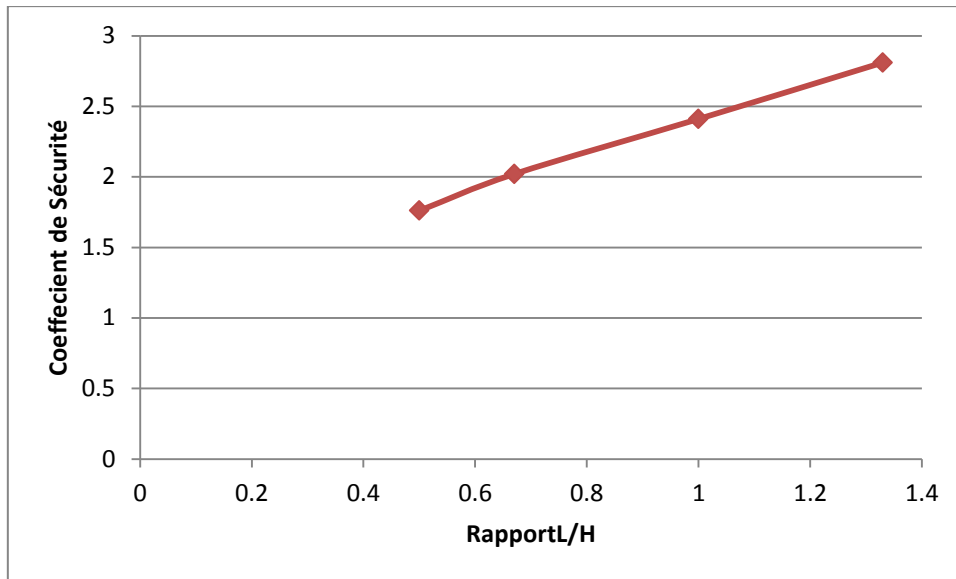


Figure 4-22. Courbe coefficient de sécurité en fonction le rapport L/H.

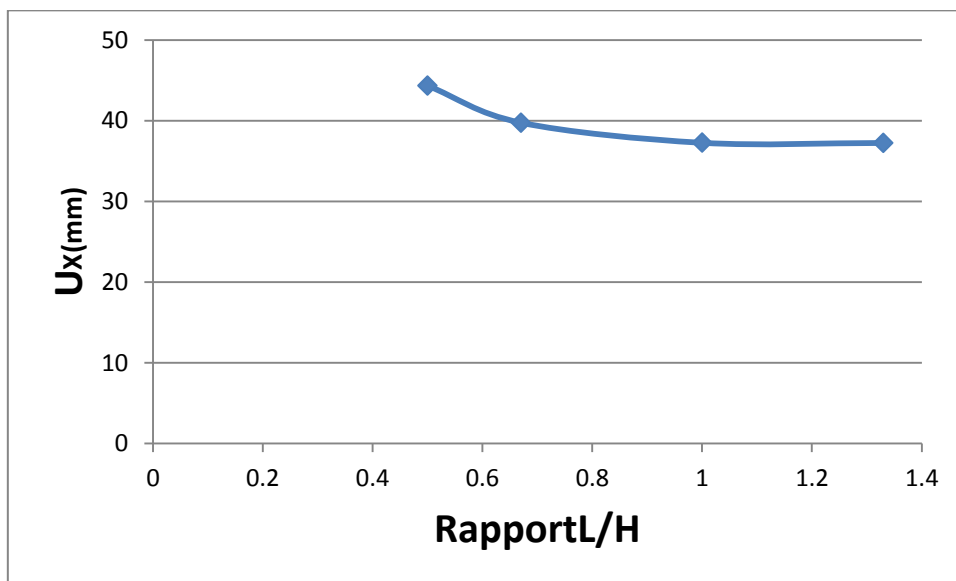


Figure 4-23. Les déplacements horizontal Ux en fonction le rapport L/H

IV-6-2.Effets de la nappe (géogrid) secondaire :

Pour étudier l'influence de l'ajout des nappes (géogrid) secondaires sur la réponse au mur proposons d'étudier trois modèles. Ces modèles B2, B3 et B4 sont analysés avec un espacement vertical 1 m entre et les nappes principales ou secondaires et un espacement de 0,5 entre chacune deux couches différentes et les rapports L' / H de 0,1, 0,3 et 0,67, respectivement.

Modèle B1 : un espacement $S_v = 0.5$ m et une longueur $L' = 0.9$ m ($L'/H=0.1$).

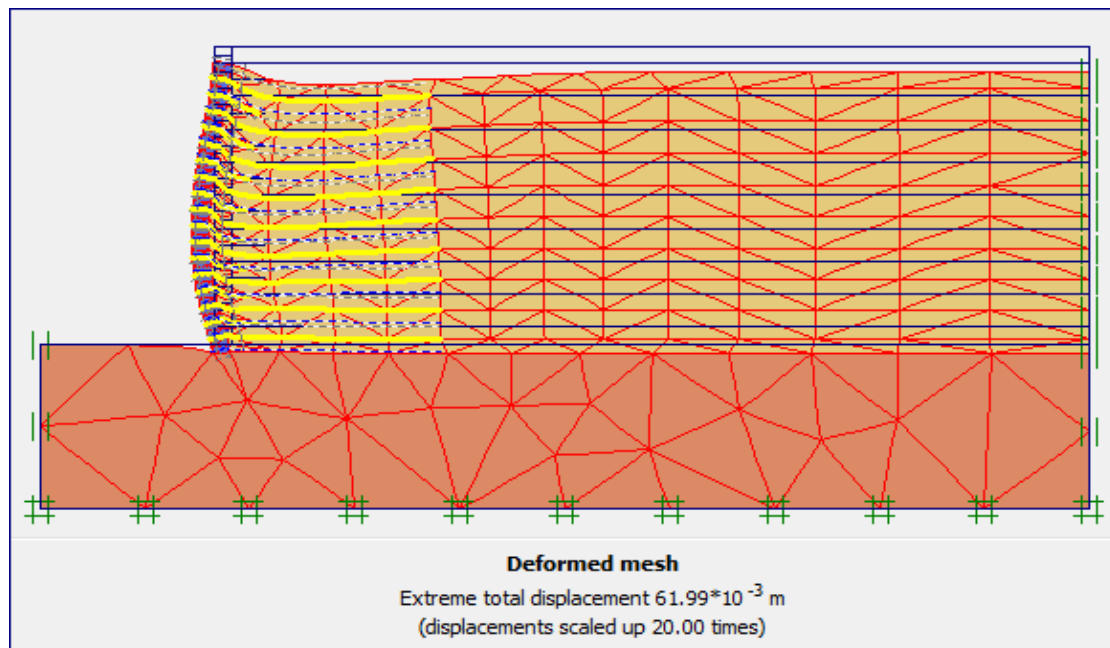


Figure 4-24. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

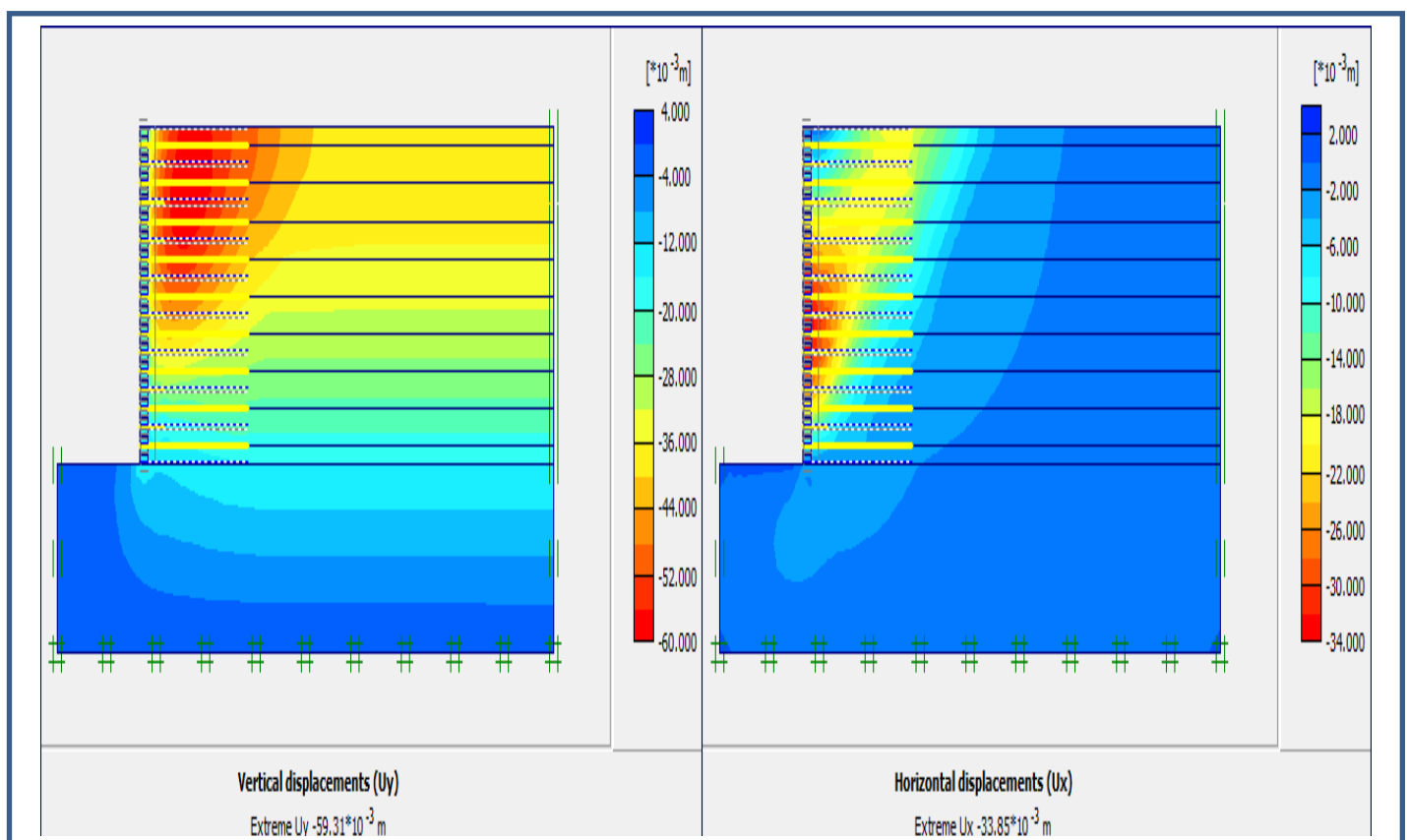


Figure 4-25. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Présentation des résultats Modèle B1

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 61.99 mm, le déplacement horizontal du mur 33.85 mm et le déplacement vertical du mur 59.31 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.04.

Modèle B2 : un espacement $S_v = 0.5$ m et une longueur $L' = 2.7$ m ($L'/H=0.3$).

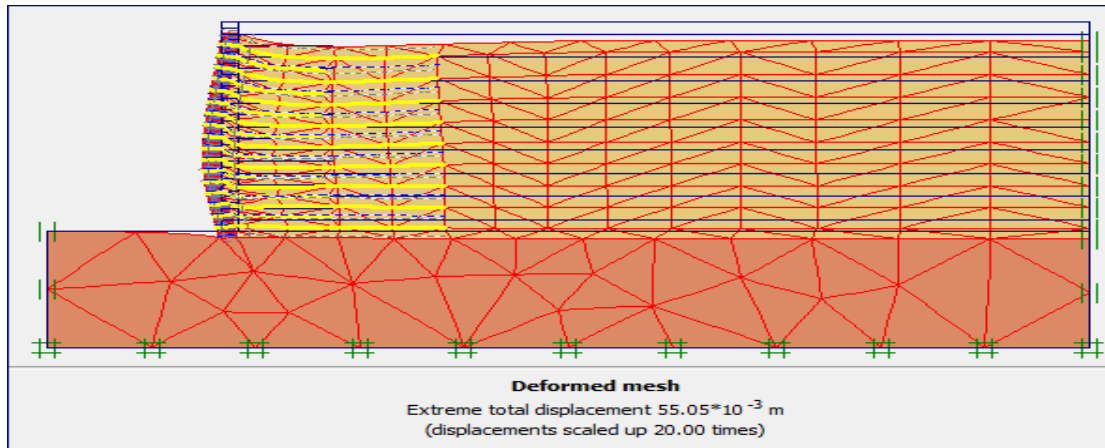


Figure 4-26. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

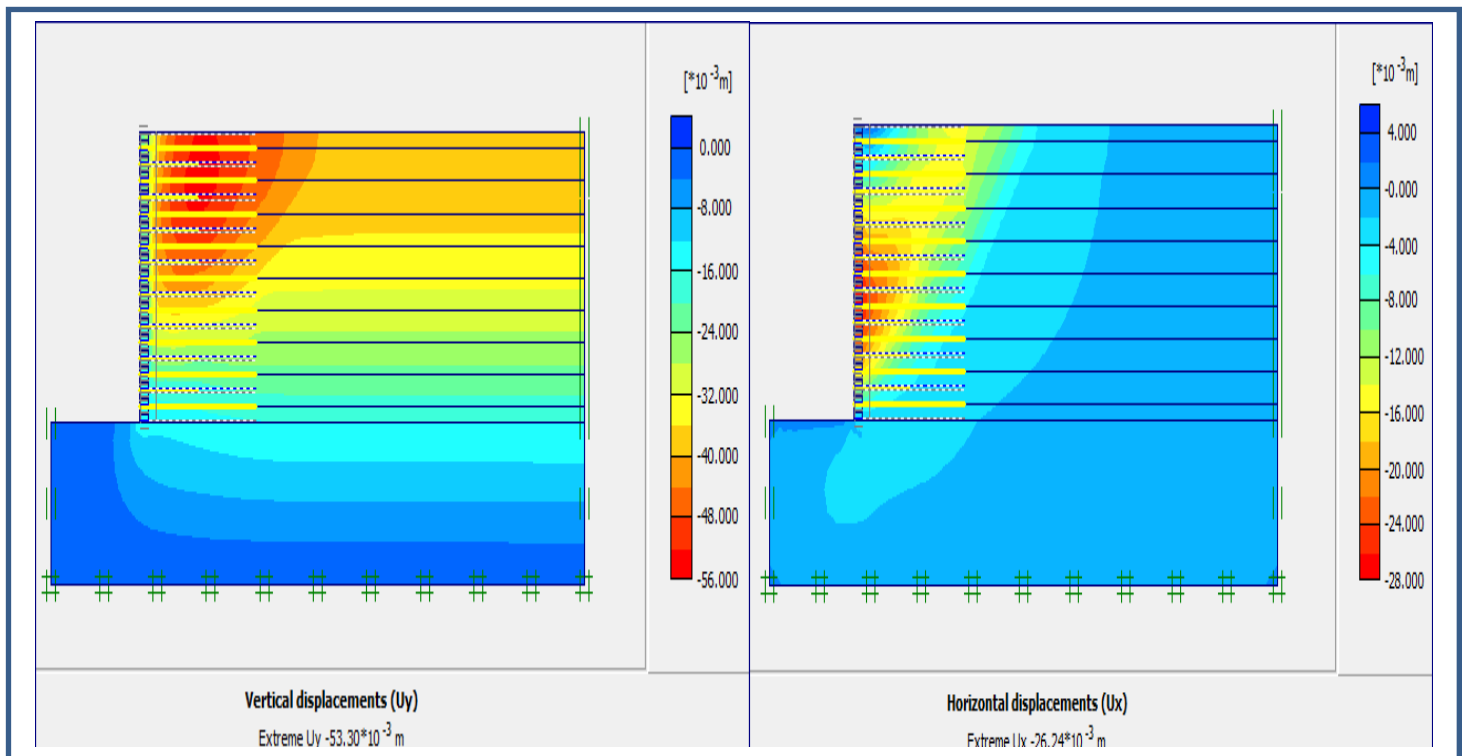


Figure 4-27. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Présentation des résultats Modèle B2

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 55.05 mm, le déplacement horizontal du mur 26.24 mm et le déplacement vertical du mur 53.30mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.07.

Modèle B3 : un espacement $S_v = 0.5$ m et une longueur $L' = 6$ m ($L'/H = 0.67$).

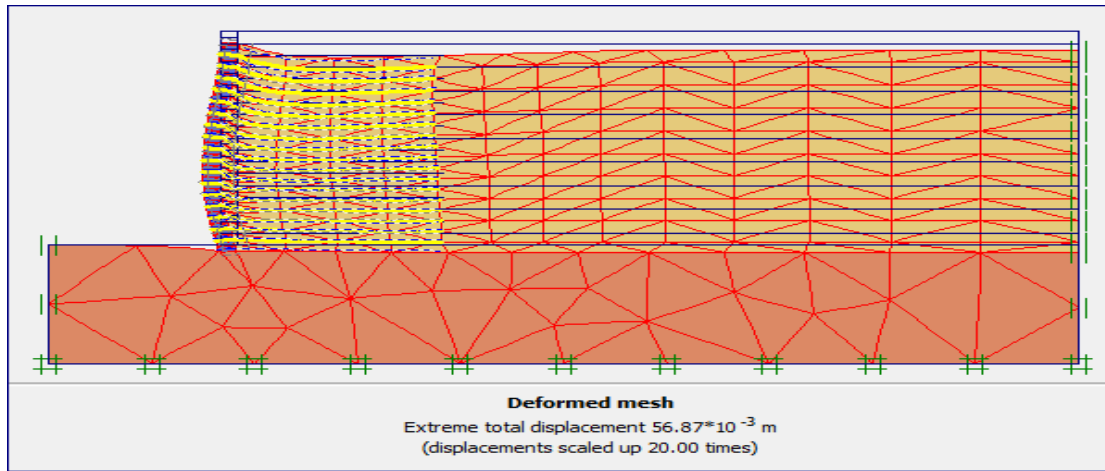


Figure 4-28. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

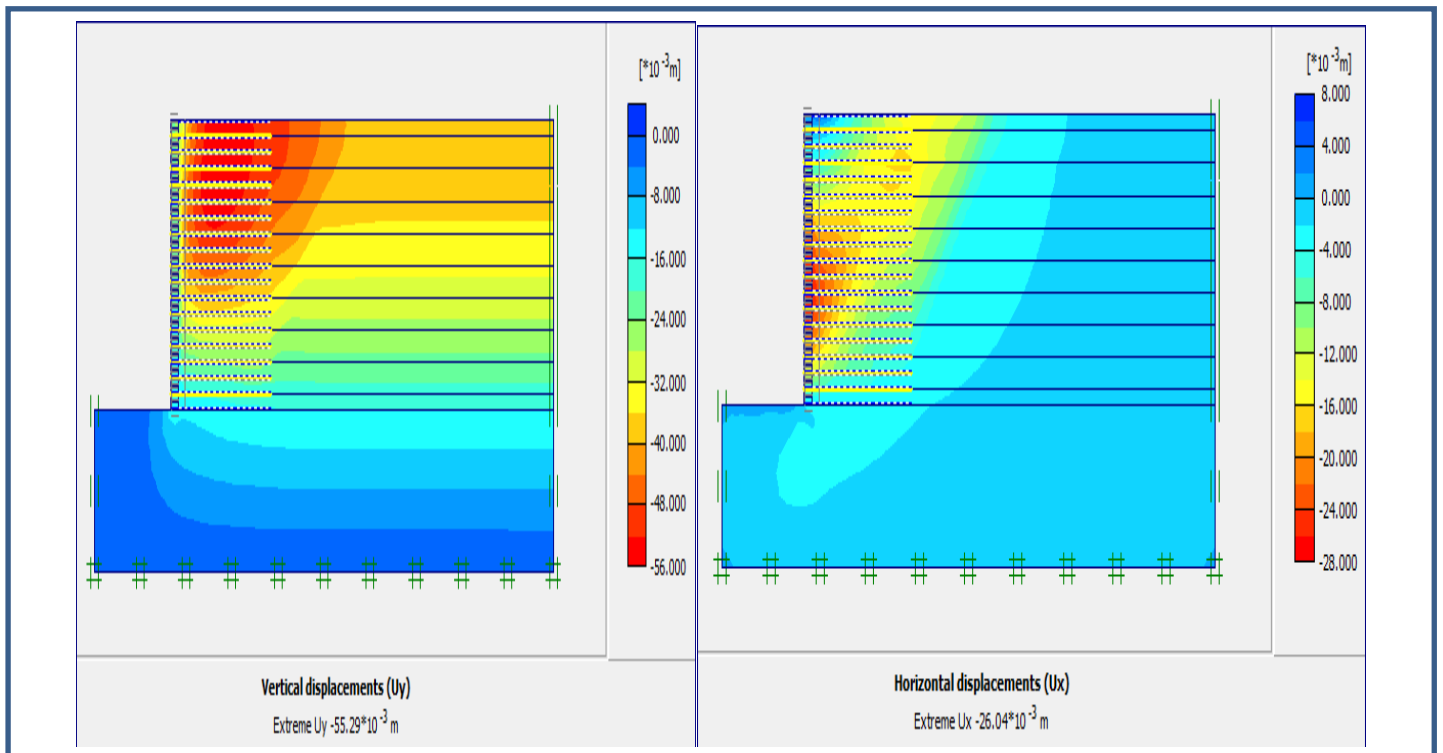


Figure 4-29 : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Présentation des résultats Modèle B3

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 56.87 mm, le déplacement horizontal du mur 26.04 mm et le déplacement vertical du mur 55.29 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.07.

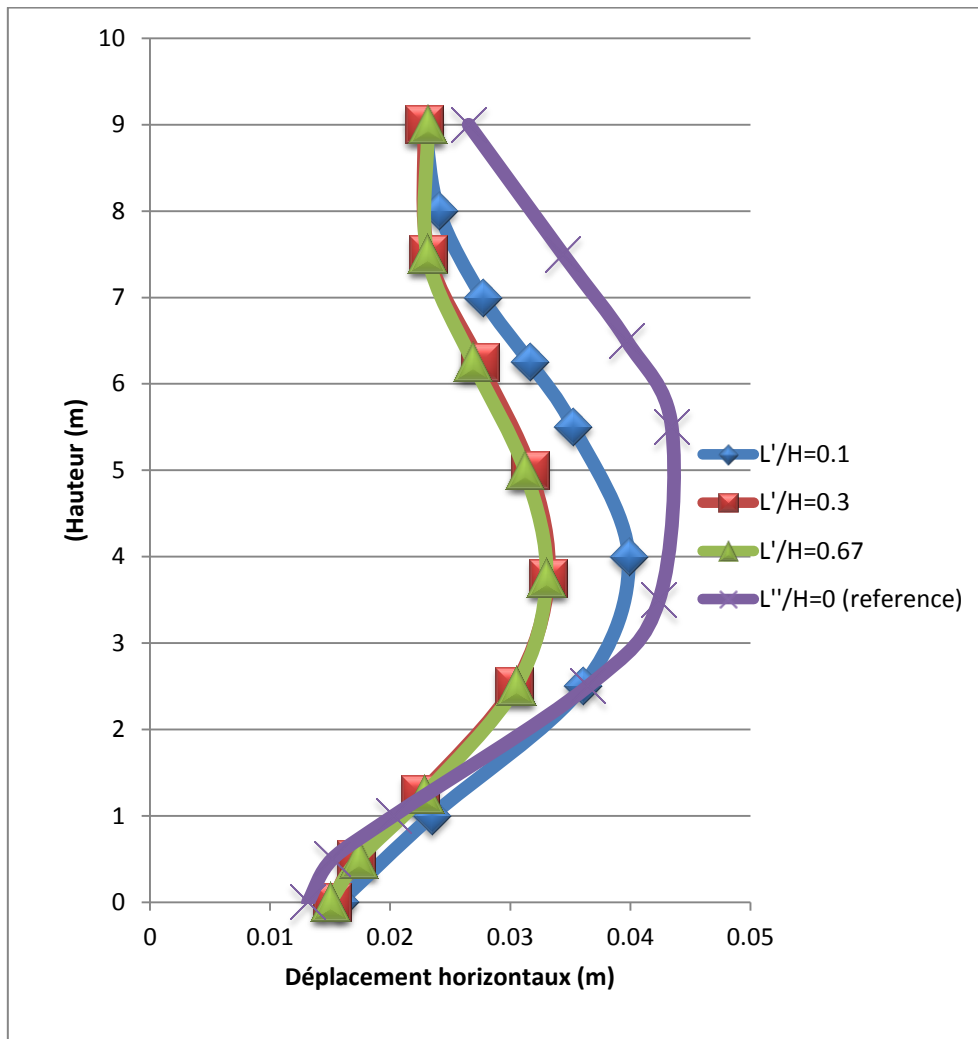


Figure 4-30. Déplacement horizontal des parements

*Discussions des résultats Modèle B

À partir de ces résultats des différents calculs effectués, on déduit que l'ajout des nappes secondaires nous a permis de diminuer les déplacements horizontaux du mur. Ces résultats montrent aussi qu'une longueur de $L'/H=0.3$ (2.7m dans notre cas) pour les nappes secondaires est suffisante.

En ce qui concerne l'influence de l'ajout des nappes secondaires sur le coefficient de sécurité du mur, les résultats obtenus montrent que l'influence des nappes secondaires sur ce paramètre est presque négligeable.

Tableau 4-6. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.

Les modèles	Espacements Sv(m)	Rapport L'/H	Déplacement horizontal max U (mm)	Coefficient de sécurité (F)
A1 (Référence)	1	0	39.75	2.02
B1	0.5	0.1	33.85	2.04
B2	0.5	0.3	26.24	2,07
B3	0.5	0.67	26.04	2.07

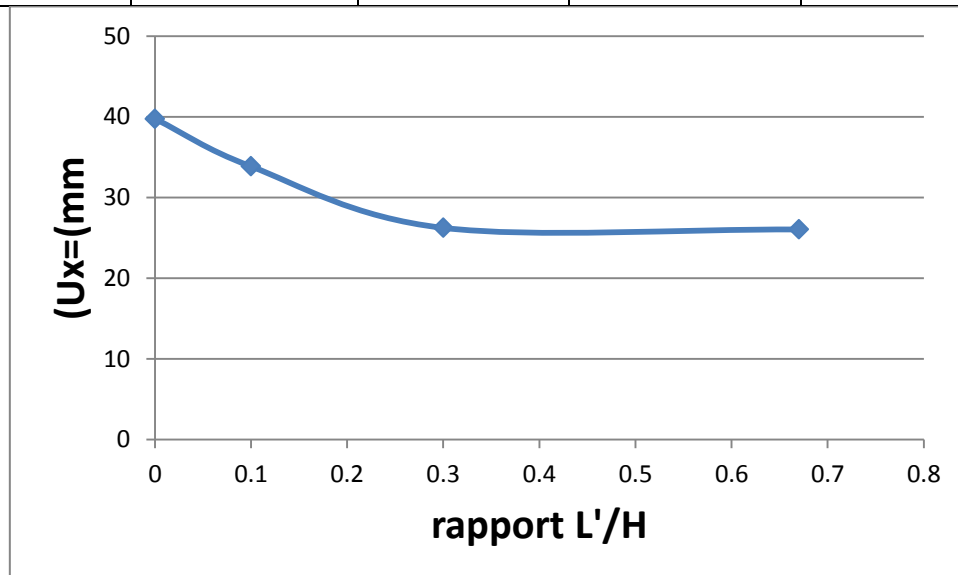


Figure 4-31. Le déplacement horizontal maximal Ux en fonction le rapport L'/H

IV-6-3.Effets de renforcement non uniforme :

Pour minimiser le déplacement du mur, on propose d'ajouté des nappes de renforcement secondaire dans la zone qui subit un grand déplacement horizontal (zone critique) dans le modèle de référence (A1). Les modèles C1 et C2 (modèle avec renforcement non uniforme) ont été analysés avec l'ajout des nappes secondaires ont une longueur (L'') de 2.7 m, et 6 m respectivement, ce qui correspond à des valeurs L''/ H de 0.3 et 0.67. L'espacement entre les nappes dans la zone critique (zone compris entre la 4^{eme} et 7^{eme} nappe principale) est Sv= 0.5m et Sv= 1m dans le reste du mur.

Modèle C1 : une longueur $L'' = 2.7$ m ($L''/H=0.3$).

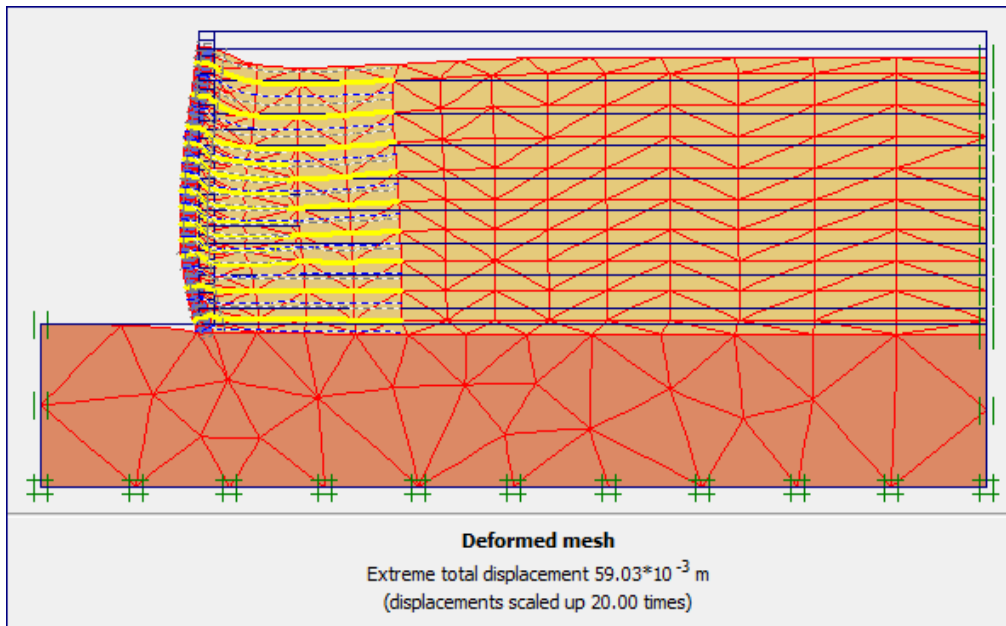


Figure 4-32. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

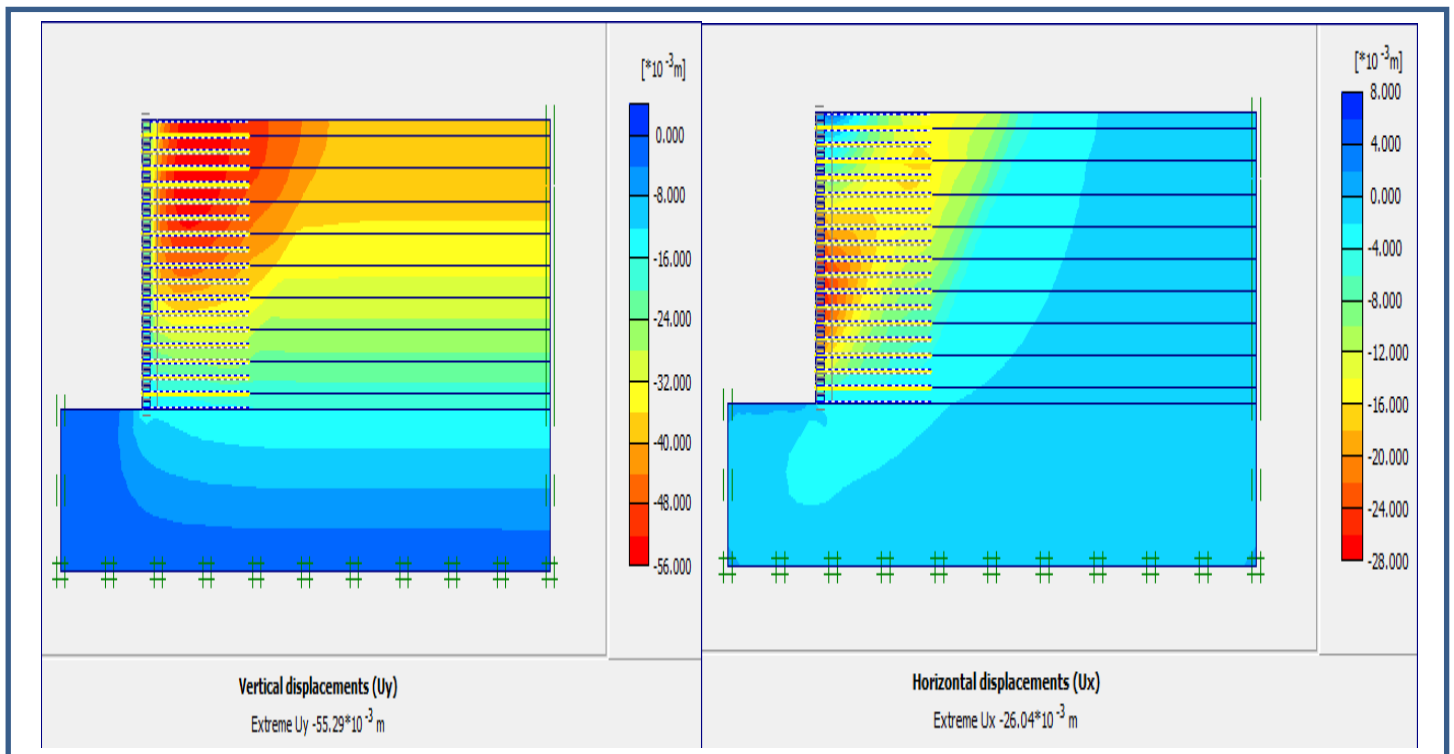


Figure 4-33. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 59.03 mm, le déplacement horizontal du mur 30.44 mm et le déplacement vertical

du mur 56.58mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.20.

Modèle C2 : une longueur $L'' = 6$ m ($L''/H=0.67$).

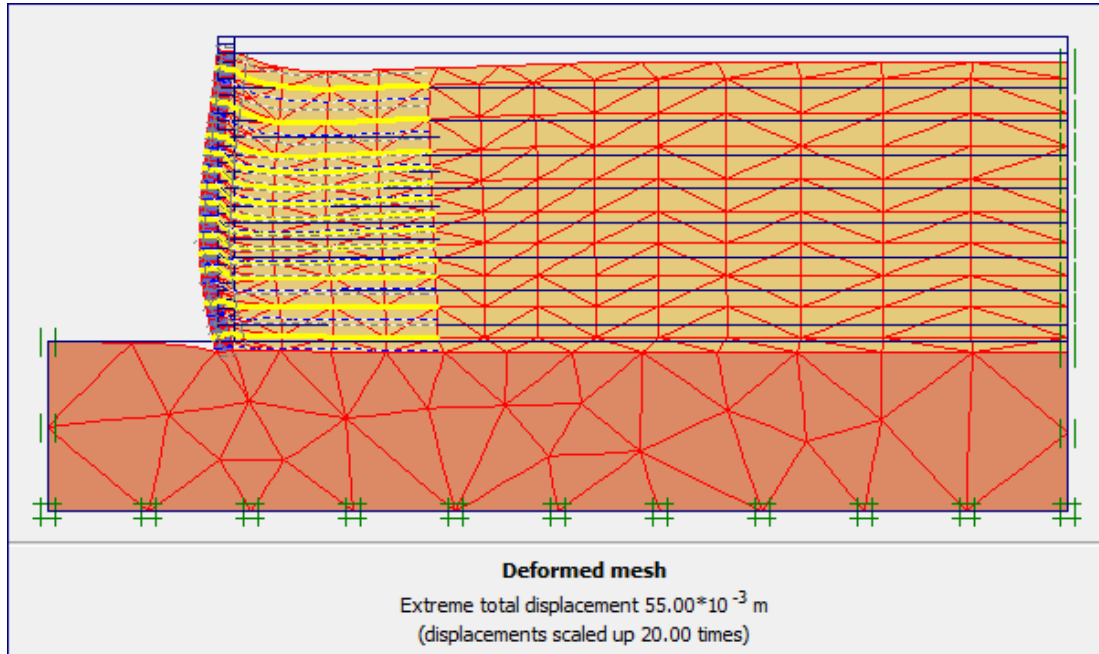


Figure 4-34. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

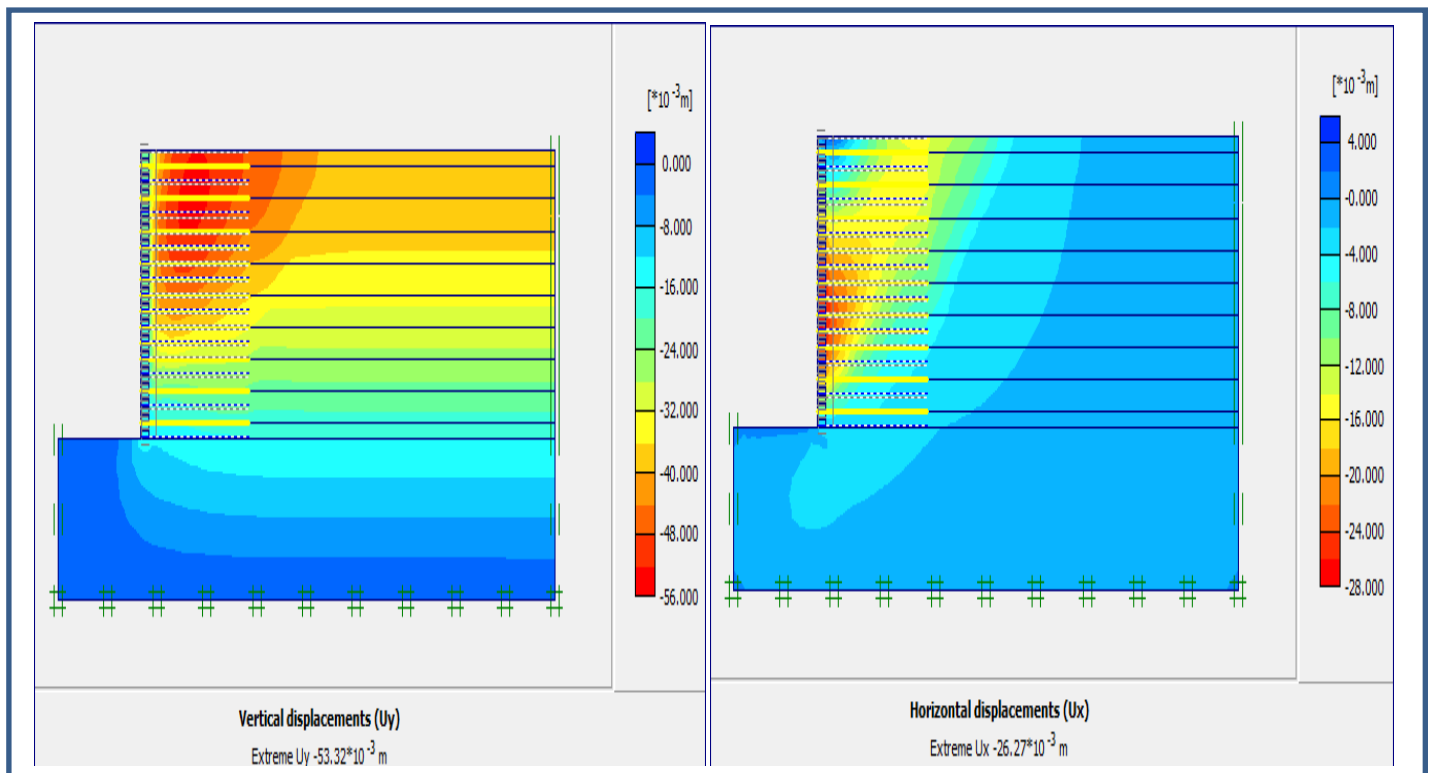


Figure 4-35. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 55.00 mm, le déplacement horizontal du mur 26.27 mm et le déplacement vertical du mur 53.32 mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.98.

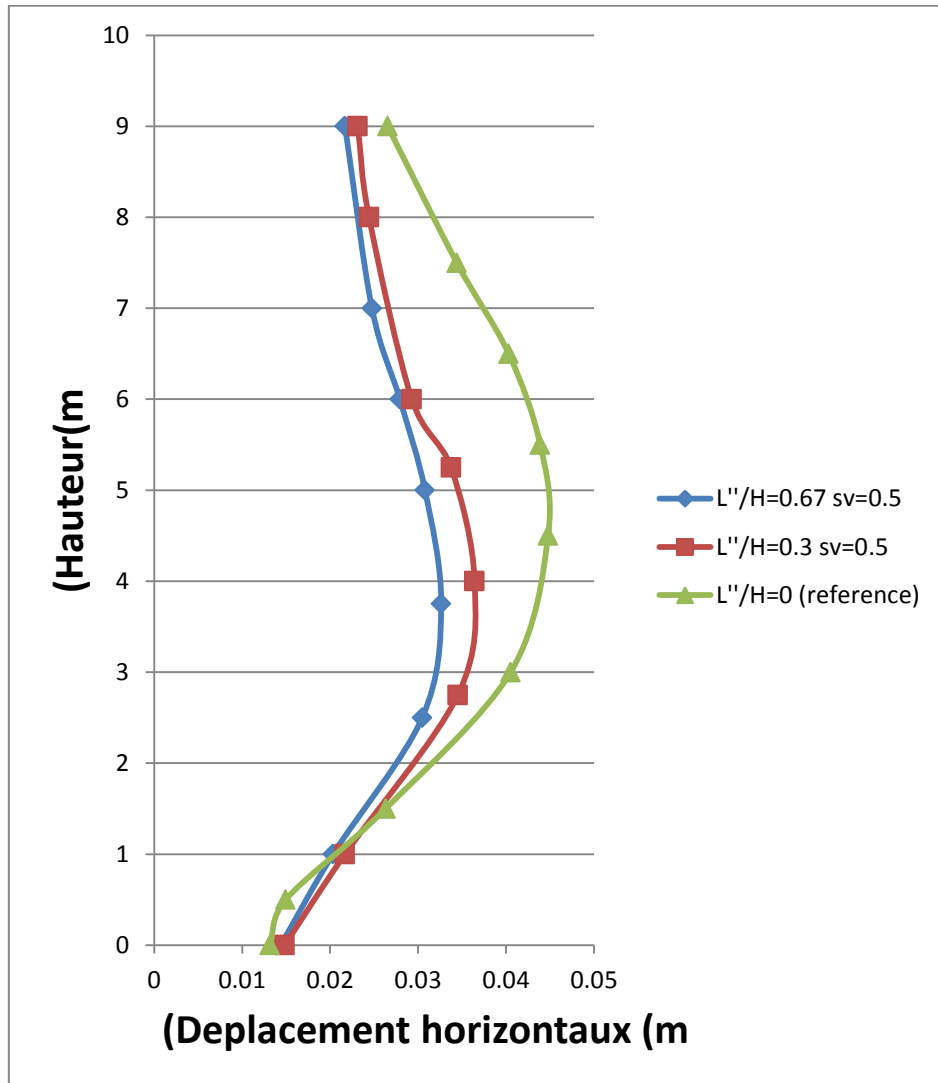


Figure 4-36. Déplacement horizontal des parements

- Discussions des résultats Modèle C

A partir des résultats présentés dans le tableau 4-7 et la figure 4-36, on peut constater que l'ajout des renforcements dans la zone critique seulement au lieu du mur entier nous a permis de minimiser considérablement le déplacement horizontal.

Cependant l'effet de l'ajout des renforcements dans la zone critique sur le coefficient de sécurité est faible.

Tableau 4-7. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis.

Les modèles	Espacements Sv(m)	Rapport L/H	Déplacement horizontal U (mm)	Coefficient de sécurité (F)
A1 (Référence)	1	0.67	39.75	2.02
C1	variable	0.3	30.44	2.02
C2		0.67	26.27	2.03

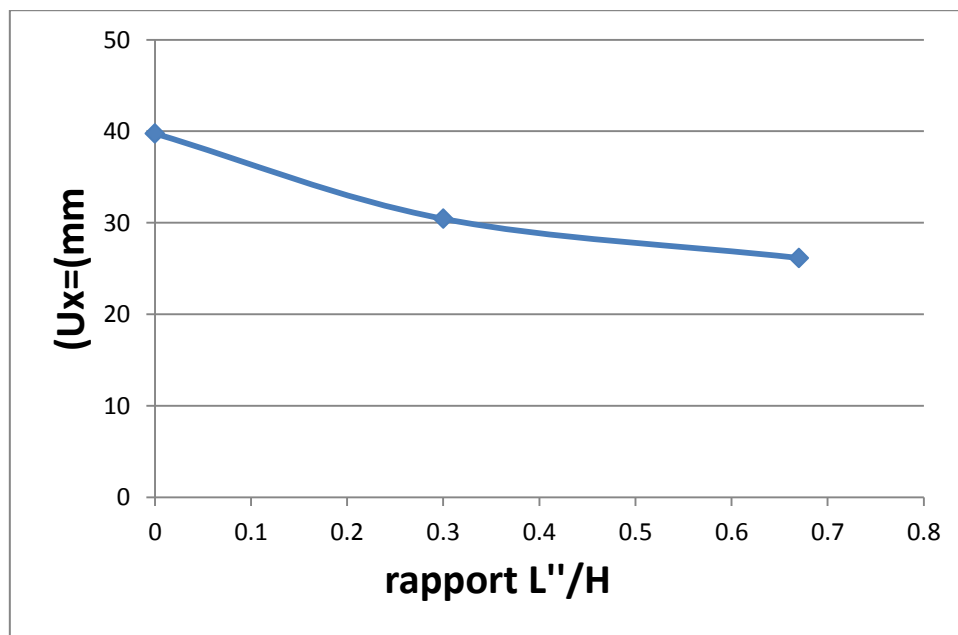


Figure 4-37. Les déplacements horizontal maximal Ux en fonction le rapport L''/H

IV-6-4.Effet d'angle de frottement φ du remblai

Afin de comprendre l'effet de l'angle de frottement φ sur la mur renforcée , nous avons étudié les modèles D1, D2 et D3 avec un changement d'angle de frottement φ , 30° 40° 45° respectivement (l'angle de référence est de 35° modèle A1), les autres propriétés du modèle de référence restes fixés (Sv= 1 m et la longueur de geogrille L = 6 m)

Modèle D1 : un espacement $S_v = 1$ m et une longueur $L = 6$ m ($L/H=0.67$) $\varphi = 30$.

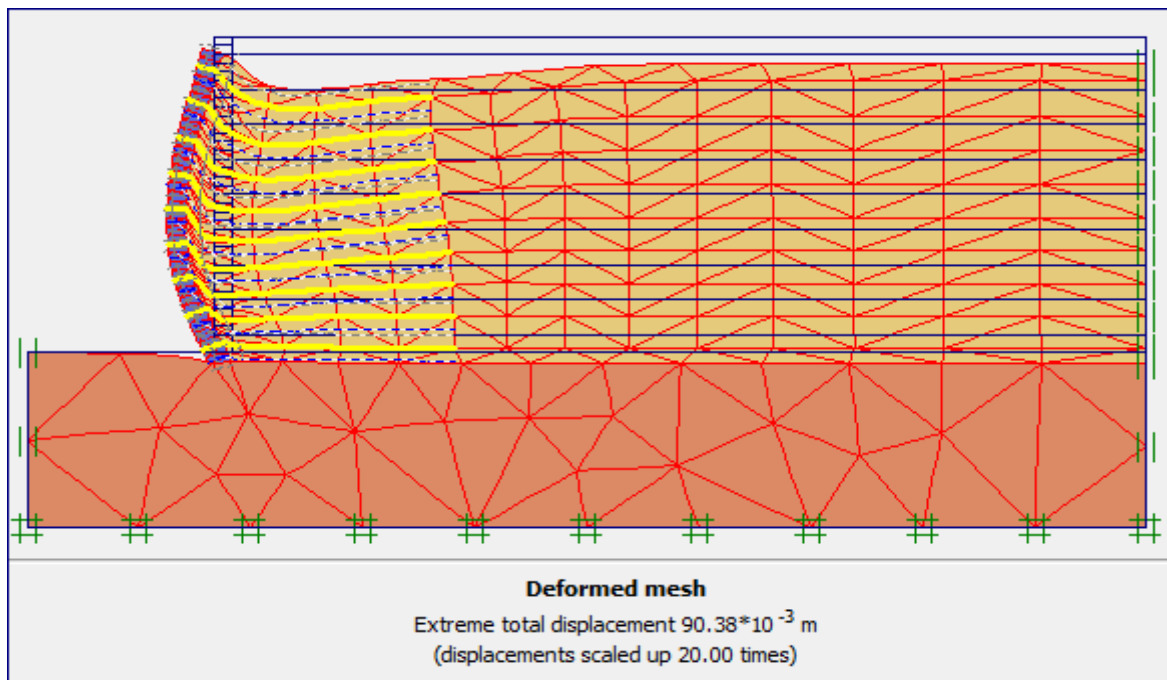


Figure 4-38. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction.

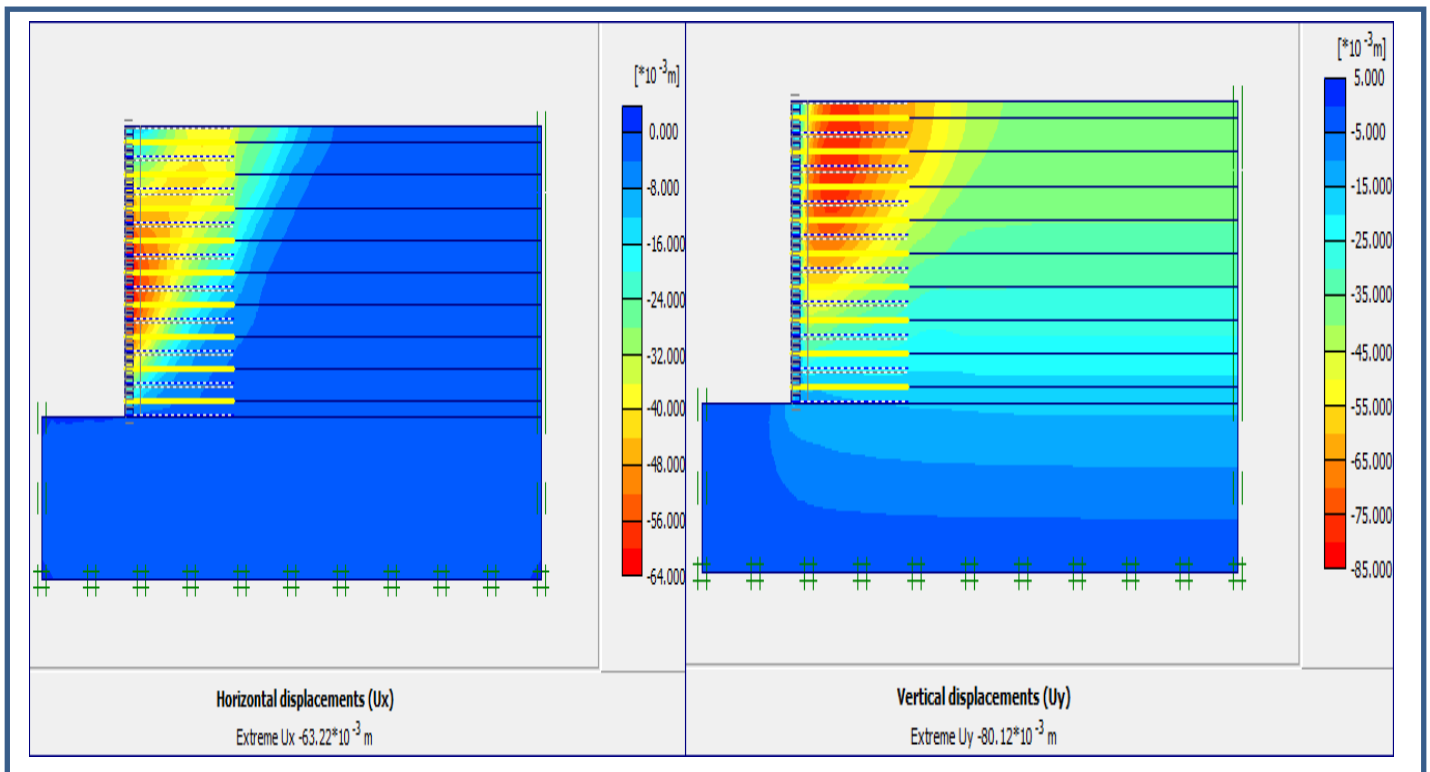


Figure 4-39. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 90.38 mm, le déplacement horizontal du mur 63.22 mm et le déplacement vertical du mur 80.12mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.72.

Modèle D2 : un espacement $S_v = 1$ m et une longueur $L = 6$ m ($L/H=0.67$) $\phi = 40$.

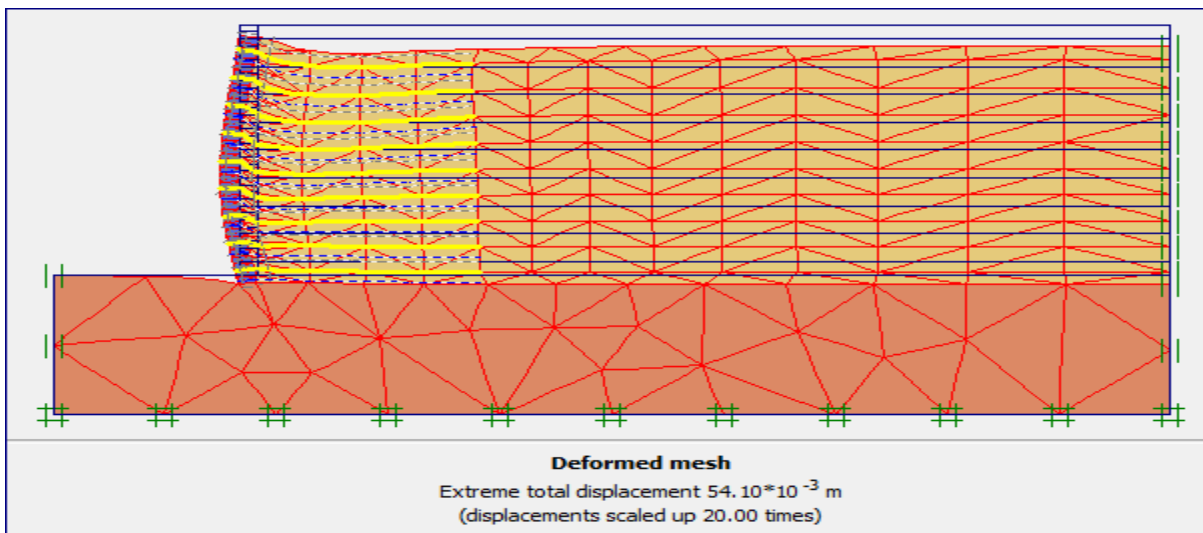


Figure 4-40. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction

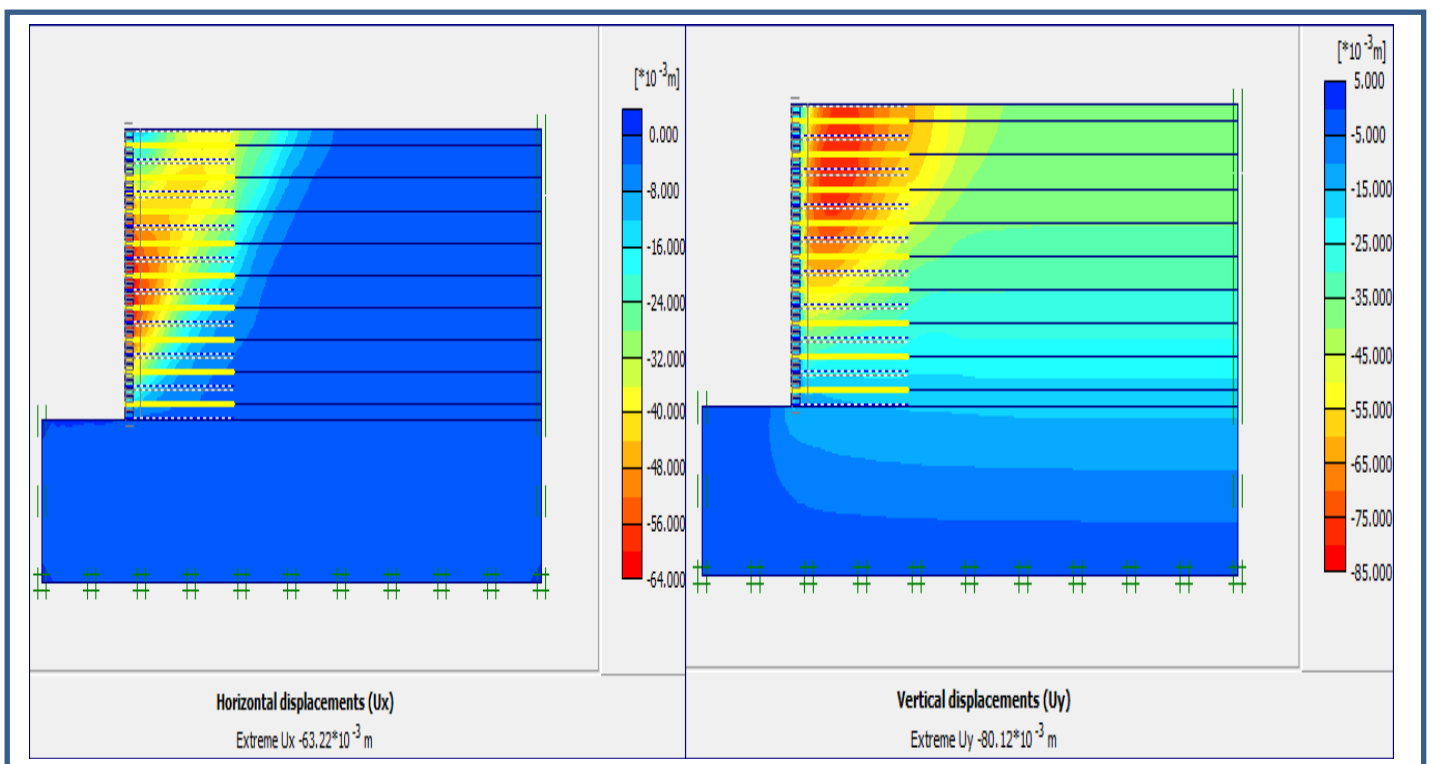


Figure 4-41. : (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 54.10mm, le déplacement horizontal du mur 25.85 mm et le déplacement vertical du mur 52.72mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.34.

Modèle D3 : un espacement $S_v = 1$ m et une longueur $L = 6$ m ($L/H=0.67$) $\phi = 45$.

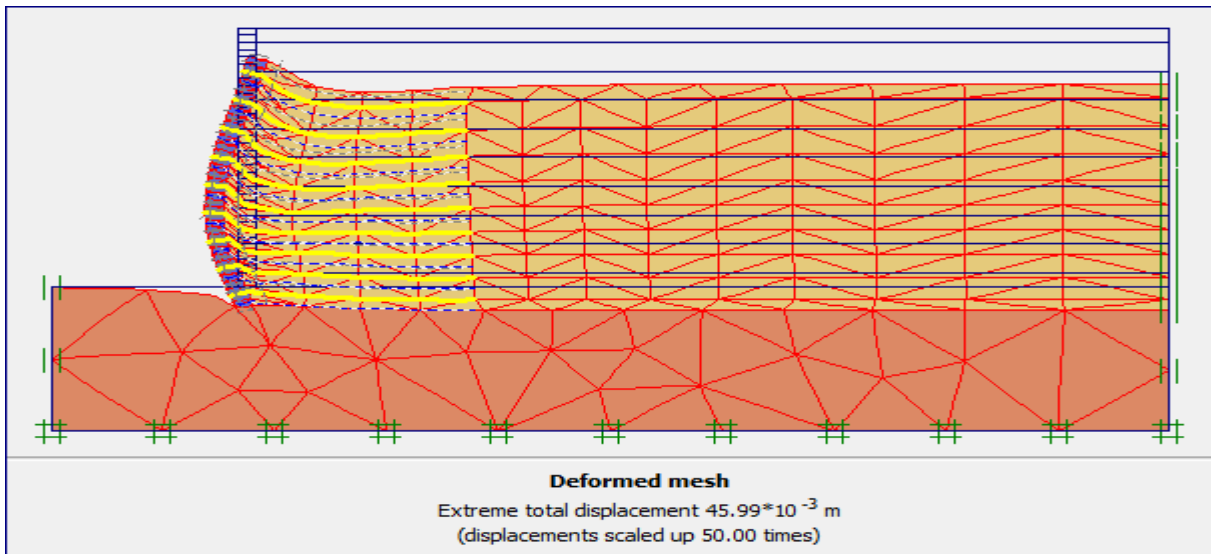


Figure 4-42. Déformation du maillage à la fin de la phase de construction

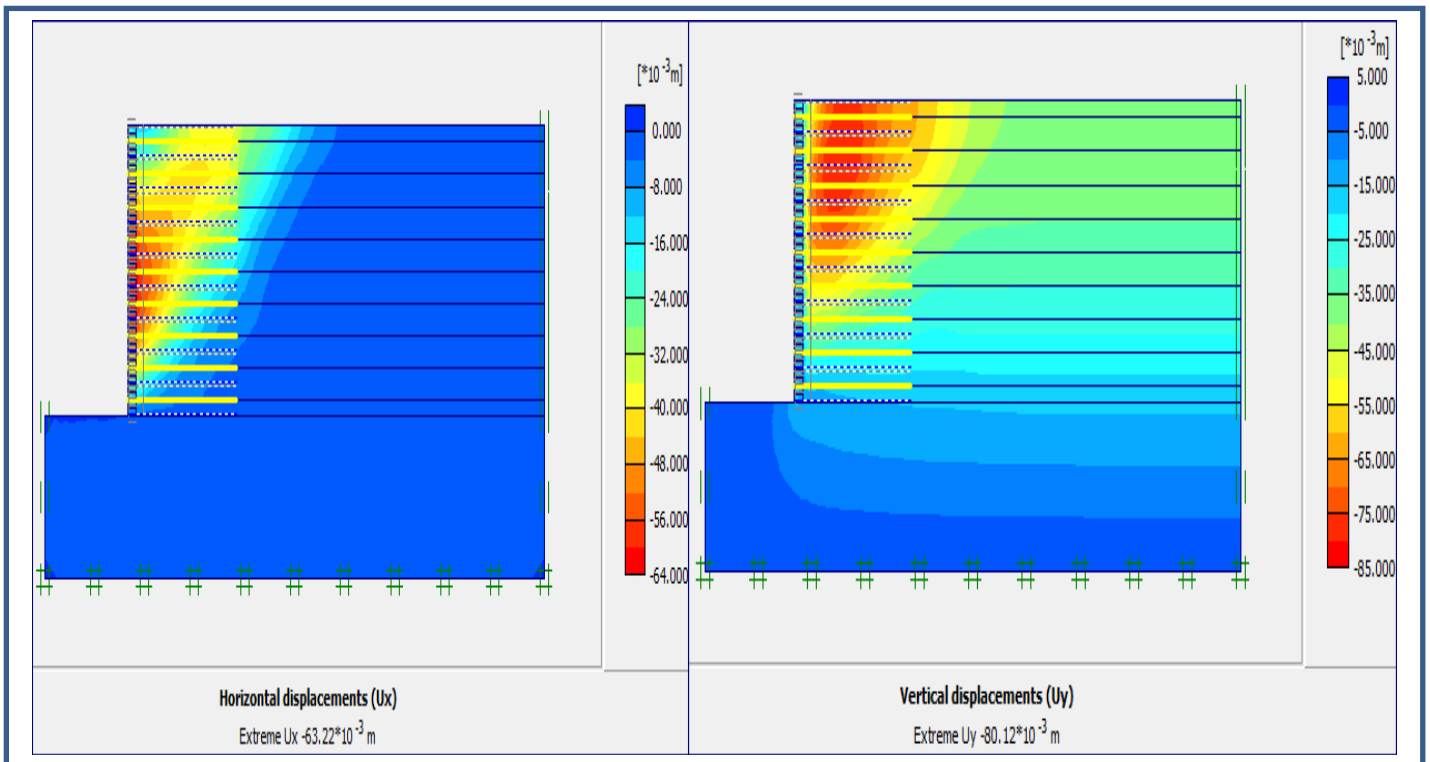


Figure 4-43.: (a) Déplacements verticaux

(b) Déplacements horizontaux

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 45.99mm, le déplacement horizontal du mur 17.47 mm et le déplacement vertical du mur 45.64mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 2.70

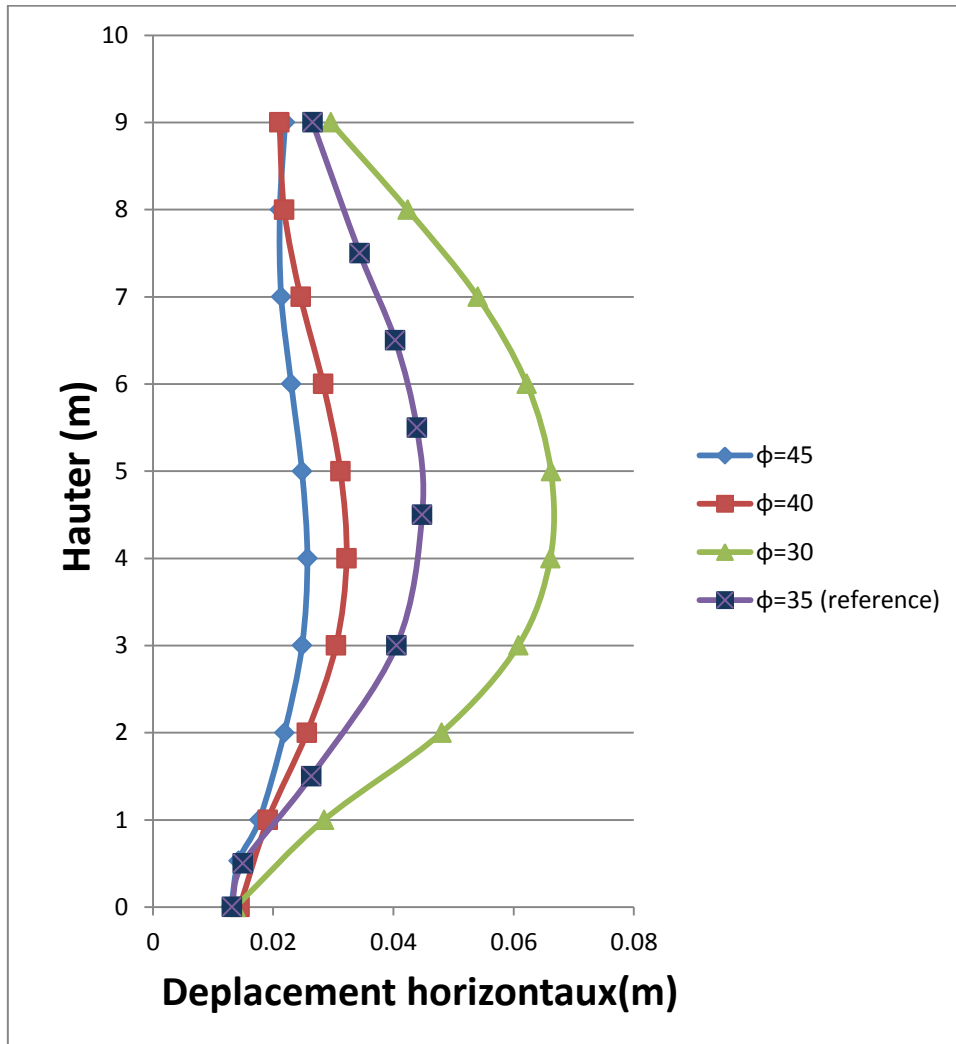


Figure 4-44. Déplacement horizontal des parements

- Discussions des résultats Modèle D

D'après le Tableau 4-8 et les Figures 4-44 et 4-46-a on remarque que le déplacement horizontal diminue lorsque l'angle de frottement du remblai augmente.

De même, d'après le tableau 4-8 et les Figures 4-45 et 4-46.b, on peut constater que le coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation d'angle de frottement du remblai

Tableau 4-8. Résumé les résultats de l'analyse par éléments finis

Les modèles	Espacements Sv(m)	Rapport L/H	Déplacement horizontal U (mm)	Angle de frottement φ (degrés)	Coefficient de sécurité (F)
A1(Reference)	1	0.67	39.75	35	2.02
D1	1	0.67	63.22	30	1.72
D2			25.85	40	2.34
D3			17.47	45	2.70

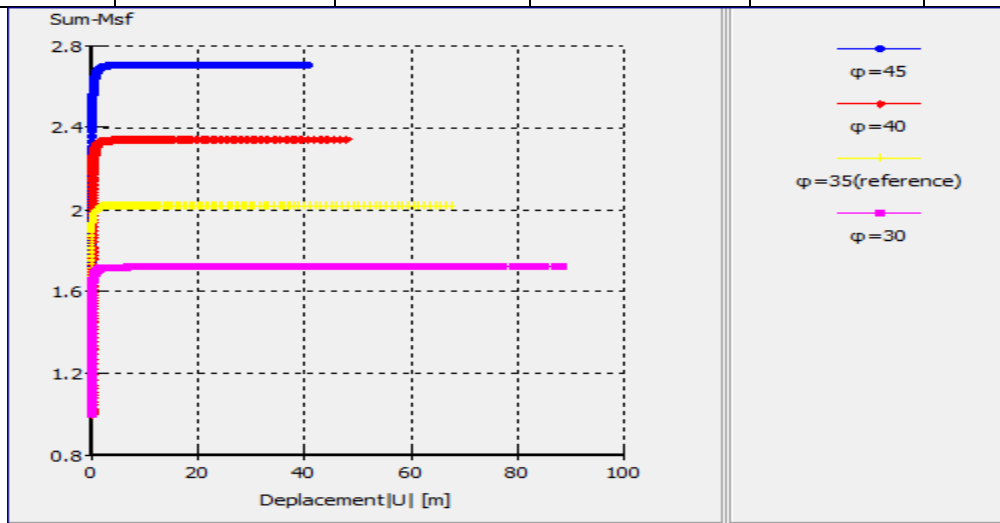


Figure 4-45. Courbe coefficient de sécurité en fonction du déplacement.

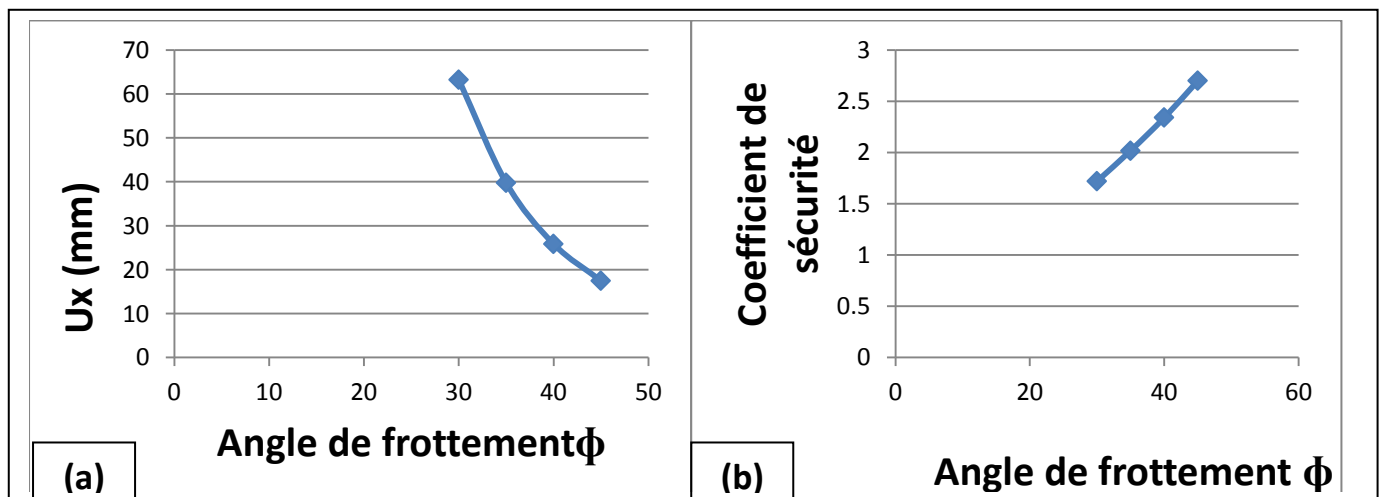


Figure 4-46. : (a) variation du déplacement maximal Ux(mm) en fonction d'angle de frottement.

(b) variation de coefficient de sécurité en fonction l'angle de frottement.

Les résultats de l'étude paramétrique effectuée dans ce travail sont résumés dans le tableau 4-9

Tableau 4-9. Récapitulatif des résultats d'analyse par éléments finis

Les modèles	Variante	Espacement Sv(m)	Rapport (L/H)	Les déplacements Ux (mm)	Angle de frottement φ (degrés)	Coefficient de sécurité F
A1	Longueur de géogrille	1	0.67	44.34	35	1.72
A2			0.5	39.75		2.02
A3			1	37.26		2.41
A4			1.33	37.24		2.81
B1	Nappes secondaires	0.5	0.1	33.85		2.04
B2			0.3	26.24		2.07
B3			0.67	26.04		2.07
C1	Renforcement non uniforme	variable	0.3	30.44		2.02
C2			0.67	26.16		2.03
D1	Angle de frottement φ	1	0.67	63.22		30
D2				25.85	40	2.34
D3				17.47	45	2.70

Conclusion :

Cette étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement des murs de soutènements en sol renforcé par géogrilles ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les conclusions déduites de cette étude sont :

-Les résultats obtenus ont montré l'importance de la longueur des géogrilles pour la stabilité des murs en sol renforcé. Ces résultats montrent que le déplacement horizontal diminue et le facteur de sécurité augmente avec une augmentation de la longueur de la géogrille. Ces résultats indiquent aussi que l'effet de la longueur sur le déplacement est négligeable pour une longueur est supérieur ou égal à la valeur de $L/H= 1$.

-L'ajout des nappes secondaires nous a permis de démine les déplacements horizontaux du mur. Ces résultats montrent aussi qu'une longueur de $L/H=0.3$ pour les nappes secondaires est suffisante.

-L'ajout des nappes de renforcement secondaires dans la zone critique (qui subit un grand déplacement) seulement au lieu le mur entier nous a permis de minimiser considérablement le déplacement horizontal. Cela permet de minimiser le coût des ouvrages de soutènements en sol renforcé.

Le frottement du remblai représente l'un des facteurs les plus importants qui affecte le déplacement horizontal et le coefficient de sécurité, les résultats numériques montrent que lorsque l'angle de frottement augmente, le déplacement horizontal diminue alors que le facteur de sécurité augmente.

Conclusions générales :

Le but de cette étude dans ce mémoire est d'étudier et modéliser numériquement le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcés par des nappes géosynthétiques. Pour cela nous avons utilisé le logiciel **PLAXIS 2D** basé sur la méthode des éléments finis afin de comprendre et d'analyser l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé notamment les déplacements horizontaux du mur et le coefficient de sécurité.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

La longueur des géogrilles c'est un paramètre important pour la stabilité des murs en sol renforcé. Les résultats numériques montrent que le déplacement horizontal diminue et le facteur de sécurité augmente avec une augmentation de la longueur de la géogrille. Ces résultats indiquent aussi que l'effet de la longueur sur le déplacement est négligeable pour une longueur est supérieur ou égal à la valeur de $L/H= 1$.

L'utilisation des nappes secondaires nous a permis de diminuer les déplacements horizontaux du mur. Les résultats montrent qu'une longueur de $L/H=0.3$ (dans notre cas) pour les nappes secondaires est suffisante.

L'ajout des nappes de renforcement secondaires dans la zone critique (qui subit un grand déplacement) seulement au lieu le mur entier nous a permis de minimiser considérablement le déplacement horizontal. Cela permet de minimiser le coût des ouvrages de soutènements en sol renforcé. On peut dire que le renforcement non uniforme du mur peut donner des résultats mieux que ceux donner par un renforcement uniforme surtout pour le déplacement horizontal.

L'angle de frottement du remblai représente l'un des facteurs les plus importants qui affecte le déplacement horizontal et le coefficient de sécurité, les résultats numériques montrent que lorsque l'angle de frottement augmente, le déplacement horizontal diminue alors que le facteur de sécurité augmente. Ces résultats signifient que le choix du type de remblai est très important pour les murs en sol renforcés par des nappes géosynthétiques. Un sol grossier améliore considérablement la stabilité de ces ouvrages.

Références :

- [1] ZEROUAL FARIDA, " ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUMIS A DES SOLLICITATIONS DYNAMIQUES " Mémoire de Magister, Département de génie civil ,Université Hadj Lakhdar – Batna, 06/2012
- [2] François SCHLOSSER, “MUR DE SOUTÈNEMENT,” Techniques de l’Ingénieur. Paris, C244.
- [3] A. Annane, “ MUR DE SOUTÈNEMENT EN ZONE SISMIQUE,” Mémoire de Magister, Département de génie civil, Université Hadj Lakhdar, Batna, 22/12/2013
- [4].BIETH Emmanuel, Murs de soutènement : “ COURS DE MECANIQUE DES SOLS APPLIQUES ”(2009-2010)
- [5] ENTREPRISE GÉNÉRALE DE TRAVAUX ET TECHNOLOGIES DU SOL CONSTRUIRE SUR DU SOLIDE, “ PAROIS MOULEES ET BARRETTES “ 2006.
- [6] FARIK Ali, “ ANALYSE NUMERIQUE DES DEFORMATIONS DES CULEES DE PONT EN SOL RENFORCE “ Mémoire de Magister, Département de génie civil Université de Biskra, 2013
- [7] Institut Supérieur du BAtiment et des Travaux Publics “ CONCEPTION ET CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMEE “ Année 2005-2006
- [8] BAAZIZ Salah Eddine, “ MODELISATION NUMERIQUE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE “ Mémoire de Magister, Département de génie civil Université de Biskra, 02/05/2012.
- [9] Guide de conception générale “ LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT “ Décembre 1998

- [10] ATTALLAOUI Samir, “ ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES CULEES PORTEUSES EN SOL RENFORCE “
Mémoire de Doctorat Université de Biskra, 2017.
- [11] H. HOUDA, “ ETUDE NUMERIQUE D’UN MUR DE SOUTENEMENT EN SOL STABILISE ET RENFORCE AVEC FIBRES ET GEOGRILLES,”
Mémoire de Magister, Département de génie civil, Option Géotechnique,
.Université badji mokhtar-annaba, 2010
- [12] ZEGGAI Hadj, “ CONCEPTION ET CALCUL D’UN OUVRAGE DE SOUTENEMENT EN TERRE ARMÉE ” Mémoire de MASTER Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem,2019.
- [13] Richard, J.B. Traduit par François, C. Fonctions des géosynthétiques.
Société Internationale des Géosynthétiques (IGS)
- [14] LCPC (laboratoire central des ponts et chaussées).
“ RECOMMANDATIONS POUR L’INSPECTION DETAILLEE, LE SUIVI ET LE DIAGNOSTIC DES MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR ELEMENTS GEOSYNTHETIQUES. GUIDE TECHNIQUE. 83P ”(2003).
- [15] ROUABEH Aicha, “ COMPORTEMENT D’UN MUR DE SOUTENEMENT SOUS CHARGE SISMIQUE ”, Mémoire de MAGISTER, département de génie civile, université m’hamed bougara, boumerdes, 2013
- [16] THOMAS SIMONNOT, yann. Juillié “ OUVRAGES DE SOUTENEMENT POUSSEE ET BUTEE, ” technique de l’ingénieur, en paris, 10/05/2015
- [17] ZERGUINE Salah, “ ESTIMATION DES PRESSIONS ACTIVES SUR LES MURS DE SOUTENEMENT EN PRESENCE D’EAU SOUS SOLLICITATION SISMIQUE,” Mémoire de Magister, Département de génie civil, Option Interaction sol-structure, Université Mohamed Khider – Biskra, 06/11/2013.
- [18] Auvray, R. (2010). “ INFLUENCE D’UNE COLONNE BALLASTEE SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS ARGILEUX. ” Université de Strathclyde, Glasgow.

[19] kiyyoursami, “ LE CLOUAGE DANS LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT ” Université Constantine 1.

[20] J. Brinkgreve, “ MANUEL DE REFERENCE ” Plaxis V8 (Delft University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003).

[21] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2007). “LRFD Bridge Design Specifications”. 4th Edition, Washington, D.C., USA.

[22] Guler E., Hamderi M., Demirkan M. M. “Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills” Geosynthetics International, 14, No .6, p330-345, 2007

,