REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

Etude de renforcement a parement béton entre L'echangeur Hanacha et RN1 Berrouaghia.

Présentés par :

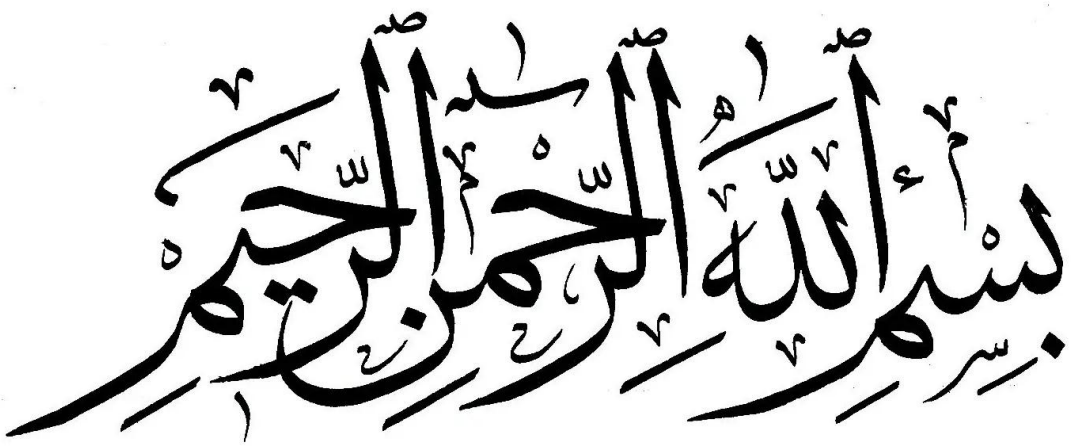
Bouhadja Hichem

Kassa benmira

propose et Dirige par :

Dr.Otsmane lalahoum

Promotion Juin 2025


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Début, nous tenons à remercier et à exprimer au terme de ce travail, nous avons saisis cette occasion pour exprimer nos remerciements tout d'abord à notre dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Tout d'abord, nous remercions chaleureusement mon directeur de mémoire, notre Promotrice Mme OTSMANE LALAHOUM, pour son soutien indéfectible, ses conseils avisés Et sa disponibilité tout au long de ce travail. Ses encouragements et son expertise ont été Essentiels à la bonne conduite de de ce mémoire.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble des enseignants de et les travailleurs D'université Dr YAHIA FARES DE Médéa pour la qualité de leur enseignement et les Connaissances qu'ils m'ont transmises durant ces années d'études. Leur passion et leur Dévouement ont grandement enrichi mon parcours académique.

Un grand merci à nos camarades de promotion, pour leur soutien, leurs partages D'expériences et leur amitié. Leur présence a rendu ces années d'études plus enrichissantes et agréables .Sans oublier nos familles et nos amis, qui ont toujours été à nos côtés, m'offrent leur Amour, leur encouragement et leur patience. Leur soutien moral et affectif a été une source Inestimable de motivation.

Nous tenons à remercier particulièrement tous les membres du Département de Génie Civil option Géotechnique de l'université de Médéa, Pour leurs soutiens et leurs aides.

Enfin, nous remercions toutes les personnes, nommées ou anonymes, qui ont contribué De près ou de loin à la réalisation de ce mémoire. À toutes et à tous, merci.

Dédicace

Aux parents. Sans eux, je ne serais pas dans cette vie.Grâce à eux,

J'ai appris à persévérer, peu importe la difficulté.

Que Dieu prolonge la vie de ma mère.

Mon père, que Dieu le protège. Mes frères et ma famille élargie, qui m'ont toujours fourni tout ce qui m'aide à faire des recherches et à enquêter, et qui m'ont encouragé à terminer mes études.

À mes chers professeurs. Grâce à eux nous avons beaucoup appris et ils ne nous ont pas empêché de respecter les règles du terrain.

Le professeur encadrant, Othman Lallahom, et ses collègues, ainsi que M. Belkacem Kifouche, chef de projet, et ses collègues, n'ont ménagé aucun effort pour me fournir des informations et des données. Qu'Allah vous récompense avec la meilleure récompense. Je vous dédie mon mémoire de master.

Je demande à Dieu Tout-Puissant de couronner cette thèse de succès et d'acceptation de la part des honorables membres du comité de discussion

.Merci à tous, appréciation et respect.

Hichem

Dédicace

L'homme existait sur la surface de la terre et il ne vivait pas isolé du reste de l'humanité.

À toutes les étapes de la vie, il y a des gens qui méritent nos remerciements.

Ceux qui méritent d'être remerciés sont les parents.

Parce qu'ils ont une vertu qui atteint le ciel.

Leur présence est une raison de salut et de réussite dans ce monde et dans l'au-delà.

À ma femme et à mes enfants, qui m'ont toujours fourni tout ce qui m'aide à faire des recherches et à enquêter, et qui m'ont encouragé à terminer mes études. Que Dieu les protège.

À mes chers professeurs. Grâce à eux nous avons beaucoup appris et ils ne nous ont pas empêché de respecter les règles du terrain.

Le professeur encadrant, Othman Lallahom, et ses collègues, ainsi que M. Belkacem Kifouche, chef de projet, et ses collègues, n'ont ménagé aucun effort pour me fournir des informations et des données. Qu'Allah vous récompense avec la meilleure récompense

À mes amis dont je peux témoigner qu'ils sont les meilleurs compagnons en tous domaines.

Je vous présente mon humble recherche...

Je demande à Dieu Tout-Puissant de couronner cette thèse de succès et d'acceptation de la part des honorables membres du comité de discussion.

Merci à tous, appréciation et respect.

kassa

Résumé

Technique de soutènement en sol renforcé par géo synthétique est une méthode efficace, souvent utilisée pour différents besoins et raisons. Cette technique remplace souvent les murs classiques parce qu'elle offre plusieurs avantages telle que la rapidité et la facilité d'exécution, l'aspect esthétique et la réduction du cout de réalisation. L'objectif de cette mémoire est la modélisation de renforcement a parement béton de la 4^{iéme} Rocade entre L'échangeur Hanacha et RN1 Berrouaghia en utilisant le logiciel PLAXIS 2D qui est basé sur la méthode des éléments finis. Une étude paramétrique a été menée afin d'évaluer l'influence de certains paramètres, notamment la longueur de renforcement (Paraweb), sur le comportement global du modèle. Les résultats numériques de cette étude montrent que la longueur de renforcement influence la stabilité de l'ouvrage

Mots clés : Terre armée, géo-synthétiques, la stabilité, ouvrage soutènement, remblai de Renforcement, plaxis 8.2,

ملخص

تُعد تقنية تثبيت التربة المُدعّمة بالجيوسينتيتيك طريقةً فعّالة، تُستخدم غالبًا لتلبية احتياجات وأسباب مُختلفة. تُحلّ هذه التقنية محلّ الجدران التقليدية نظرًا لمزاياها العديدة، مثل سرعة وسهولة التنفيذ، والمظهر الجمالي، وانخفاض تكلفة البناء. تهدف هذه الرسالةإلى نمذجة تسليح الواجهة الخرسانية للطريق الدائري الرابع بين تقاطع الحناشة والطريق الوطني الأول - البرواقية، باستخدام برنامج (بلاكسيس) ثنائي الأبعاد، المُعتمد على طريقة العناصر المحدودة. أُجريت دراسة بارامترية لتقييم تأثير بعض المعايير، بما في طول التسليح (برواب) ، على الأداء العام للنموذج. تُظهر النتائج العددية لهذه الدراسة أن طول التسليح يؤثر على استقرار الهيكل.

الكلمات المفتاحية: التربة المقواة، الجيوسينتيتيك، الاستقرار، الهيكل الداعم، سد التعزي، بلاكسيس

8.2

Abstract

Geosynthetic reinforced soil retaining technique is an effective method, often used for different needs and reasons. This technique often replaces conventional walls because it offers several advantages such as speed and ease of execution, aesthetic appearance and reduced cost of construction. The objective of this thesis is the modeling of concrete facing reinforcement of the 4th Ring Road between the Hanacha interchange and RN1 Berrouaghia using PLAXIS 2D software which is based on the finite element method. A parametric study was conducted to evaluate the influence of certain parameters, including the reinforcement length (Paraweb), on the overall behavior of the model. The numerical results of this study show that the reinforcement length influences the stability of the structure.

Keywords: Reinforced earth, geosynthetics, stabilité, retaining structure, reinforcement embankment, plaxis 8.2,

Sommaire

Remerciements 3
Dédicace 4
Résumé 6
Introduction Générale 2

Chapitre 1 : Généralité sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

1.1Introduction 4
1.2. Principe de base de renforcement des sols 4
1.3 Type de renfoncements et leur comportement 5
1.3.1 Selon l'extensibilité 5
1.3.2 Selon la géométrie 6
1.4 Définition de la Terre Armée 7
1.5 Les éléments constituant un ouvrage de soutènement en terre armée 8
1.5.1 Les éléments de renforcement 8
1.5.2 Les parements 12
1.5.3 Matériaux de remblai 17
1.5.3.1 Critères géotechniques : 17
1.5.3.2 Critères chimiques et électrochimiques 19
1.6 Procédure de la réalisation d'un mur de soutènement en terre armée 20
1.6.1 Stockage des éléments 20
1.6.2 Montage des panneaux de parement 20
1.6.3 Préparation du sol d'assise et mise en place des armatures 21
1.6.4 Mise en place et compactage de la première couche de remblai 22
1.6.5 Fixation des écailles 23
1.6.6 Phase final 23
1.7 Défauts et désordres courants dans les murs en terre renforcée 24
1.8 Les avantages et les inconvénients et modes de réparation des murs de soutènement en terre armée 25
1.8.1 Les avantage 25
1.8.2 Les inconvénients 26
1.8.3 Modes de réparation des murs en terre armée 27
1.9 Domaine d'application de mur en terre armée 27
1.9 Domaine d'application de mur en terre armée 28
1.9.1 Ouvrages ferroviaires 28
1.9.2 Ouvrages routiers 29

1.9.3 Ouvrages industriels et protection 30
1.9.4 Ouvrages fluvial ou maritime (hydrauliques) 31
1.10..... Quelques réalisations des ouvrages en sol renforcé en Algérie 31
1.11Conclusion 34

CHAPITRE 02 : synthèse sur les méthodes de calcul des ouvrages en terre armée

2.1 Introduction..... 36
2.2. Principe de fonctionnement 36
2.2.1 Fonctionnement interne des ouvrages en Terre Armée..... 36
2.2.2 Fonctionnement externe 38
2.3 Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée 38
2.3.1 Ruptures dues à la Stabilité interne..... 38
2.3.2 Ruptures dues à la Stabilité externe 39
2.4 Dispositions constructives générales (pré dimensionnement) 41
2.4.1 Fiche 41
2.4.2 Espacement des lits de renforcement 42
2.4.3 Longueur des lits de renforcement..... 43
2.4.4 Dispositif de drainage 43
2.5 Dimensionnement des murs de soutènements en Terre Armée selon 44
« AASHTO » 44
2.6 Analyse da la stabilité interne..... 45
2.6.1 Détermination des résistances à la traction des armatures de renforcement (Rtc -Rta)..... 49
2.6.2 Vérification de la résistance structurelle des lits de renforcement..... 50
2.7 Stabilité externe..... 54
2.7.1 Détermination des pressions des terres 55
2.7.2 Vérification vis-à-vis du glissement à la base du mur 56
2.7.3 Vérification vis-à-vis du renversement du mur..... 56
2.7.4 Vérification de la capacité portante du sol de fondation (poinçonnement) 56
2.8 La stabilité globale (stabilité d'ensemble) 57
2.9 Conclusion 58

Chapitre 3 : présentation du site étudier

3.1 Introduction..... 60
3.2 Situation de projet 60
3.3 Présentation géologique générale du site 60

3.3.1 Cadre géologique 60
3.3.2 Géologie structurelle 61
3.3.3 Hydrogéologie 62
3.3.4 Géomorphologie 63
3.3.5 Sismicité 63
3.4 Diagnostic sur site **65**
3.5 Description de la solution technique proposée **67**
3.6 Géologie de détail du trait pk 44+000 – 47+000 ..... **68**
3.6.1 Investigations géologiques 68
3.7 Reconnaissance géotechnique **68**
3.7.1 Essais in situ 68
3.7.2 Essais de laboratoire 71
3.8 CARACTERISATION GEOTECHNIQUE GENERALE DU TRONÇON ENTRE LES PK 44+000 – 47+000 ..... **74**
3.9 Paramètres géotechniques caractéristiques **75**
3.9 Conclusion **76**

Chapitre 4 : Modélisation numérique

4.1 Introduction **78**
4.2 Simulation numérique **78**
4.2.1 Présentation du modèle numérique 78
4.6.2 Caractéristiques des matériaux 79
4.2.3 Génération du Maillage 84
4.3 Conception de modelé **87**
4.4 Les phases de calcul **88**
4.5 Les résultats **89**
4.6 Conclusion **94**
Conclusion Générale **95**
Conclusion Générale **96**

Listes des figures

Chapitre 1 : Généralité sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

Figure (1.1) .Principe de base de renforcement du sol. 5
Figure (1.2) Les renforcements extensibles.....5
Figure (1.3)).Les renforcements inextensibles 6
Figure (1.4). .Mur de soutènement en Terre armée. 7
Figure (1.5). Éléments d'un mur en Terre Armée.....8
Figure (1.6) .Différents types de géo synthétiques.....9
Figure (1.7) Différents types des renforcements géo synthétiques.....10
Figure (1.8) Armature à haute- adhérence.....11
Figure (1.9) Armatures à échelles en acier à haute adhérence.....12
Figure (1.10). **).**Mur de soutènement renforcé par géo synthétique.....12
Figure (1.11). Parement en blocs préfabriqués et en grillage d'acier. 13
Figure (1.12). Caractéristique du parement en écailles de béton.....13
Figure (1.13).Différents types parement en écailles de béton.....15
Figure (1.14).Mur en sol renforcé à parement rigide.....15
Figure (1.15).Mur en sol renforcé à parement semi-rigide. 16
Figure (1.16) .Mur en sol renforcé à parement flexible.....17
Figure (1.17). Différents systèmes d'accrochages des renforcements au parement (LCPC. 2003.....17
Figure (1.18).Caractéristiques mécaniques auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée.....18
Figure (1.19). Systèmes de connexion Gé oméga.....21
(1.20).Installation et Stabilisation de la Première Rangée d'Écailles.....21
Figure (1.21).).Procédure d'Installation et de Stabilisation des Rangées Supérieures d'Écailles 22
Figure (1.22).Photo de la pose d'un lit d'armature 22
Figure (1.23).Compactage.....23
Figure (1.24).Remblayage.....23
Figure (1.25).contrefort coté amont.....24
Figure (1.26).Schéma illustratif de la forme du mur de soutènement en terre armée de L'intérieur. 24
Figure (1.27).Corrosion des renforcements métalliques.....25
Figure (1.28).Ouvrages ferroviaires. 29
Figure (1.29). . Ouvrages routiers.....30
Figure (1.30). Ouvrages industriels et protection 30
Figure (1.31) .Ouvrages hydrauliques.....30

Figure (1.32). Pose des premières nappes de renforcement et Finition du premier mur……31
Figure (1.33). Vue finale de l'ouvrage……31
Figure (1.34).Vue de l'Ouvrage d'Art……31
Figure (1.35).Ouvrage achevé……32
Figure (1.36).Vue de l'Ouvrage d'Art Vue de l'ouvrage en construction L'ouvrage en construction et ouvrage d'Art L'ouvrage en construction Ouvrage achevé……32

Chapitre 2 : synthèse sur les méthodes de dimensionnement des ouvrages en terre

Figure (2.1. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée……37
Figure (2.2). Fonctionnement interne d'un mur en terre armée……37
Figure (2.3). .Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforce (LCPC 2003)……...38
Figure (2.4). Modes de rupture des ouvrages de soutènement 39
Figure (2.5). .Influence de glissement sur le mur……40
Figure (2.6). Influence de renversement sur le mur……40
Figure (2.7). Influence de poinçonnement sur le mur……41
Figure (2.8). .Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017)……42
Figure (2.9). Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA Recommandations et règles de l'art SETRA .1979)……44
Figure (2.10). .Détermination de la ligne des tractions maximales pour les cas courants…….46
Figure (2.11). .Distribution de la contrainte due aux charges horizontales concentrées pour Le calcul de la stabilité interne (AASHTO, 2017) 47
Figure (2.12). Schéma de calcul de la contrainte verticale σV pour les remblais horizontales (AASHTO, 2017). 47
Figure (2.13). Schéma de calcul de la contrainte verticaleσV pour les remblais en pente (AASHTO, 2017) 48
Figure (2.14).) Variation du coefficient Kr (AASHTO, 2017) 48
Figure (2.15). Les valeurs par défaut du facteur de frottement F* (AASHTO, 2017)… 53
Figure (2.16). Emplacement de la surface de rupture potentielle pour la stabilité interne….. 53
Figure (2.17). .Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et les forces Supposées pour l'analyse de la stabilité externe (AASHTO, 2012) 54
Figure (2.18). .Schéma de calcul de la poussée due au poids des terres (AASHTO, 2017) 55

Chapitre 3 : Présentation des donnés d'un cas d'Etude

Figure (3.1). Situation de la zone d'étude……60

Figure (3.2). Extrait de l'Esquisse Tectonique de l'Algérie à l'Echelle 1 :1.000.000 avec la Légende des terrains Autochtones et indication de la zone du projet ……61

Figure (3.3). Esquisse tectonique et coupes transversales annexes au Feuil 110 – Berrouaghia, de la Carte Géologique de l'Algérie au 50.000eme. Le cadre rouge dans l'esquisse tectonique indique l'area du lot 1.2 couverte par le feuil géologique.....62

Figure (3.4). Extrait de la carte du zonage sismique de l'Algérie – wilayas de Médéa et Ain Defla 64

Figure (3.5). Présentation du site ……66

Figure (3.6). Réalisation finelle en terre armée……67

Figure (3.7). Graphiques des essais pénétrométriques SPT pour les unités géotechniques Ug11-13-14 et Ug3-5_a dans le trait pk en question……69

Figure (3.8). Présentent les données des essais pressiométriques ……70

Figure (3.9). Résultats des essais pressiométriques par unité géotechnique dans le tronçon en Objet……70

Figure (3.10). .Résultats essai œdométrique - Sondage S-RE-86 – pk 44+475 – EP1 prof. Moyenne 5,2 m……71

Figure (3.11). Résultats essai œdométrique- Sondage S-OH-54 – pk 45+560 – EP2 prof. Moyenne 5,4 m ……72

Figure (3.12). Résultats essai œdométrique- Sondage S-OH-55 – pk 46+630 – EP1 prof. Moyenne 3,6 m……73

Figure (3.13). Résultats essai œdométrique- Sondage S-DE-88 – pk 46+900 – EP1 prof. Moyenne 3,2 m……73

Chapitre 4 : Présentation et interprétation des résultats obtenus

Figure (4.1). Géométrie de l'ouvrage de mur soutènement (terre armée)……79

Figure (4.2). Saisie de données deux couche différents remblai renforcé et Le sol de Fondation. 80

Figure (4.3). Saisie de données Les caractéristiques du géogrille.. 82

Figure (4.4). Saisie de données Les caractéristiques Les écailles en béton.....84

Figure (4.5). Modèle numérique (Le maillage.)……85

Figure (4.6). Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (paraweb).....85

Figure (4.7). Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (paraweb).....86

Figure (4.8). Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (paraweb).....86

Figure (4.9). La condition aux limites……87
Figure (4.10). Phase de condition initiale……87
Figure (4.11). Activation de la première phase……88
Figure (4.12). Phase 08 activé la couche de remblai……88
Figure (4.13). phase 10 activé les surcharges……89
Figure (4.14). (a) Déplacement maximal,(b) Déplacement horizontal,(c) Déplacement vertical……90
Figure (4.15).(a) Déplacement maximal,(b) Déplacement horizontal,(c) Déplacement vertical……91
Figure (4.16).(a) Déplacement maximal,(b) Déplacement horizontal,(c) Déplacement vertical……92
Figure (4.17).(a) Déplacement maximal,(b) Déplacement horizontal,(c) Déplacement vertical……93

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Généralité sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

Tableau (1.1). Critères granulométriques pour le choix d'un matériau de remblai ((LCPCguide techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Suivie et diagnostic, 2003)……..18
Tableau (1.2). Critères chimiques et électrochimiques du matériau de remblai (LCPC- guide Techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Suivie et diagnostic, 2003)……..19

Chapitre2 : synthèse sur les méthodes de calcul des ouvrages en terre armée

Tableau (2.1). Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017) .....…40
Tableau (2.2). Espacement relatif maximal Sv/Hm en fonction du rapport……..41
$Lenf/Hm$ (ISBTP conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006
Tableau (2.3). Valeurs recommandées des facteurs de résistance RF (after koerner,(2005)……48
Tableau (2.4). Valeurs du coefficient α (AASHTO, 2017)……..51

Chapitre 3 : présentation du site étudier

Tableau (3.1). Coefficient d'accélération (A) pour les différentes zones sismiques et groupes D'ouvrages. 64
Tableau (3.2). Résultats des essais de perméabilité dans les sondages du tronçon en objet (type CV = essai a Charge Variable). 71
Tableau (3.3). Résumé des champs de variation des paramètres caractéristiques pour les unités géotechniques……75

Chapitre4 : Modélisation numérique

Tableau (4.1). Propriétés du sol……80
Tableau (4.2). Propriétés du géo grille……82
Tableau (4.3). Caractéristiques des écailles en béton……84
Tableau (4.4). Le déplacement total de terre armée par différentes la longueur de renfort…..93

Introduction Générale

Introduction Générale

Les constructions en terre armée sont parmi les plus courantes en matière de soutènement dans les ouvrages d'infrastructures routières, ferroviaires et industrielles. Elles rendent possible la stabilisation des talus, la construction de remblais, et l'emploi rationnel des sols dans des zones de mauvaises conditions géotechniques.

Leur stabilisation est un enjeu de poids en matière de durabilité et de sécurité. En effet, les efforts exercés, le temps qu'il fait, l'érosion, et même la nature du sol peuvent tous influer sur leur stabilité. Une conception ou une exécution inappropriée peut provoquer des déformations importantes, et même effondrements de structures qui représentent un danger pour les utilisateurs et des dépenses énormes pour les réparations.

Pour ces raisons, il est nécessaire de pouvoir ces méthodes et de stabiliser ces structures par diverses mesures. Cela concerne la connaissance des différents matériaux de renforcement (bandes métalliques ou géo synthétiques ou nappes de treillis), le comportement des structures au niveau de sollicitation, et surtout le drainage et le compactage du sol.

L'objectif de cette étude est de développer et d'analyser des mécanismes pour la stabilisation des structures de murs de rétention armés de terre en se concentrant sur les principes de conception, les méthodes de calcul et les techniques d'amélioration des performances pertinentes des structures. Leur but est d'identifier des approches optimales pour maintenir l'intégrité et la fonctionnalité durables de ces structures face aux défis géotechniques et environnementaux. Ce travail se compose des chapitres qui sont structurés de la manière suivante :

Chapitre 1 : Généralité sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

Chapitre 2 : synthèse sur les méthodes de calcul des ouvrages en terre armée

Chapitre 3 : présentation du site étudier

Chapitre 4 : Modélisation numérique

Chapitre 1 : Généralité sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé

1.1Introduction

Le principe du renforcement des sols consiste à associer un sol à des éléments de résistance afin de créer un matériau composite. Il regroupe des techniques qui consistent à mettre en œuvre des inclusions résistantes à l'intérieur du sol. Les inclusions des sols sont des éléments résistants qui sont généralement linéaires ou plans. Par conséquent, les sollicitations principales qui sont mises en œuvre essentiellement dans les inclusions peuvent être de la traction, compression, flexion ou cisaillement. Si l'utilisation d'inclusions de traction lorsque l'on parle de terre remonte à plusieurs milliers d'années lors de la conception des structures religieuses dans l'ancienne Babylone, il n'y a a plus de trente ans qu'Henri Vidal, architecte Français et pionner des techniques de renforcement modernes de sol invente en 1963 la Terre Armée, technique ayant recours à l'association d'un matériau granulaire frottant et d'armatures linéaires flexibles de très haute résistance à la traction. Le coffrage extérieur de l'ouvrage est relativement mince et flexible, il est fait de panneaux en béton. Pour limiter la déformation de la structure, les armatures en acier, relativement inextensibles vis-à-vis du sol de remblai, sont galvanisées afin d'éviter la corrosion. Toutefois, dans les environnements agressifs, les armatures métalliques sont remplacées par des bandes géo synthétiques non-corrodables, qui sont extensibles plus facilement. Ce chapitre présente les techniques de renforcement de sol, en particulier les murs de soutènement en sol renforcé, tels que les paraweb. Ces ouvrages qui sont en progression vu leurs avantages indiscutables.

1.2. Principe de base de renforcement des sols

Une structure en sol renforcé consiste en l'introduction d'éléments résistants à la traction correctement orientés, ce qui augmente la résistance du sol et diminue la déformation du massif. Dans cette méthode, le comportement global du massif est amélioré par la transformation des efforts aux éléments résistants (renforts). Les sols ont généralement une haute résistance à la compression, mais une faible résistance à des contraintes de traction. Quand une masse de sol est chargée à la verticale, elle subit une déformation de compression et une déformation latérale verticale (traction).avec tout ce qui précède, si la masse de terre a été renforcée, les mouvements latéraux seront limités par la raideur du renfort. Cette restriction de déformation est obtenue par la résistance à la traction des éléments de renforcement Figure (1.1).**[14]**

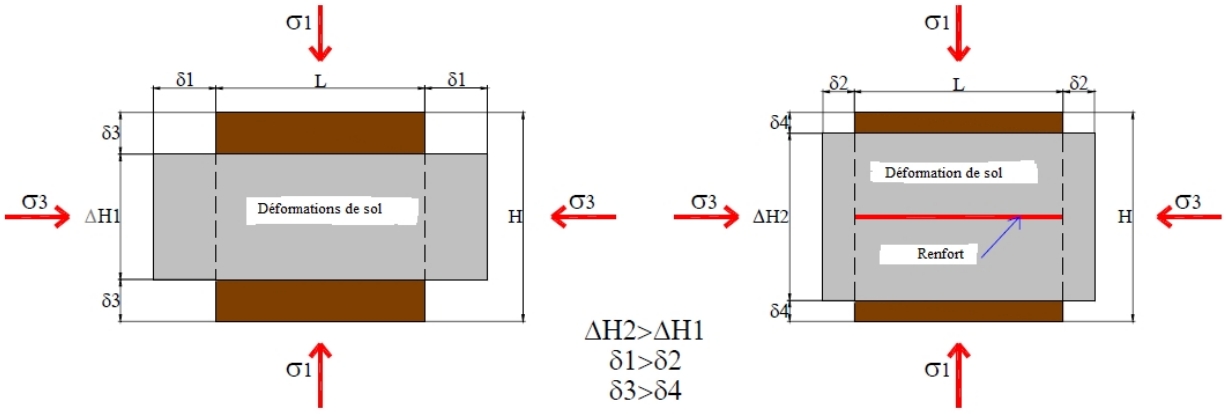


Figure (1.1). Principe de base de renforcement du sol.**[14]**

1.3 Type de renfoncements et leur comportement

1.3.1 Selon l'extensibilité

Actuellement, il existe plusieurs matériaux utilisés dans les ouvrages de renforcement du sol, Indépendamment de ce grand nombre, ces matériaux sont divisés en deux groupes, qui diffèrent les unes des autres, par la rigidité (comportement a la traction/déformation) et les renforts qui les composent. Alors, il existe deux classes d'extensibilité des renforcements par rapport à l'extensibilité de sol :

a) Les renforcements inextensibles :

La déformation des renforcements à la rupture est beaucoup moins par rapport à la déformation du sol. Ils sont caractérisés par un module de rigidité élevé, à savoir la résistance à la traction maximale est mobilisée par une petite déformation, d'environ 2% à 3%. Cette fonction est généralement présentée par des renforts métalliques tels que les bandes en acier utilisées dans la construction de murs de soutènement avec sol renforcé connu sous le nom "Terre Armée". Figure (1.2).



Figure (1.2). Les renforcements extensibles

b) Les renforcements extensibles :

La déformation des renforcements à la rupture est comparable ou même supérieure à la déformation du sol. Ils sont caractérisés par leur rigidité largement inférieure par rapport à celle des renforts inextensibles. À savoir, la résistance à la traction maximale est mobilisée par une déformation supérieure à 4%. Cette caractéristique est normalement présentée dans les géogrilles, les géotextiles et les géo synthétiques Figure (1.3).



Figure (1.3). Les renforcements inextensibles

1.3.2 Selon la géométrie

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe suivant leur forme géométrique en trois groupes :

a) Unidirectionnel linéaire

Bandes, y compris les bandes d'acier lisses ou nervurées, ou des bandes géo synthétiques revêtues sur une fibre porteuse.

b) Unidirectionnel composite

Grilles ou tapis de barre caractérisés par un espacement des grilles supérieur à 150 mm.

c) Bidirectionnel plane

Feuilles continues de géo synthétiques, treillis soudé et tissé. Le maillage est caractérisé par un espacement des éléments de moins de 150 mm.

1.4 Définition de la Terre Armée

La Terre Armée représente une méthode de construction qui combine un remblai compacté avec des armatures, métalliques ou synthétiques, intégrées à un parement. En alternant les couches de remblai et les bandes d'armatures horizontalement réparties, on crée un matériau composite capable de supporter son propre poids et les charges auxquelles il est soumis pendant toute sa durée de vie. Cette technique est principalement utilisée pour la construction de murs de soutènement, de rampes d'accès à des ouvrages d'art et de culées de pont. Initié à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal, ce procédé marque une étape significative dans la conception des ouvrages de soutènement et plus largement dans le renforcement du sol, en intégrant pleinement le sol à la stabilité des structures **[12].**



Figure (1.4).Mur de soutènement en Terre armée.

1.5 Les éléments constituant un ouvrage de soutènement en terre armée

Un ouvrage de soutènement en sol renforcé est une structure permettant de stabiliser et de soutenir les terrains, en particulier dans les zones où il y a des différences de niveaux de sol importantes. Ce type de soutènement repose sur l'utilisation de sol renforcé, souvent à l'aide de géogrilles ou de géotextiles, afin d'augmenter la résistance du sol et de maintenir la stabilité du talus ou de la paroi. Ainsi le parement qui soit rigide ou flexible. **[4].**

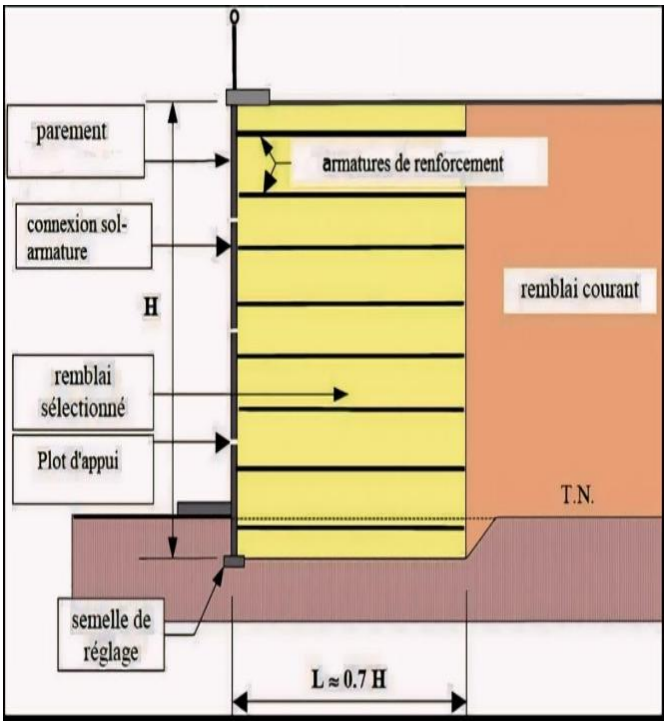


Figure (1.5).Éléments d'un mur en Terre Armée **[10].**

1.5.1 Les éléments de renforcement

a) renforcement géo synthétiques

Les éléments de renforcement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géo synthétiques, sont couramment très utilisés depuis leur apparition en 1970. Le renforcement des sols par des nappes géo synthétiques est souvent utilisé par rapport aux renforcements métalliques à cause de sa souplesse, sa légèreté et sa résistance à la corrosion.

Les géo synthétiques sont des produits constituant au moins une matière à base polymère synthétique (polyester PET, Polyvinyle PVA, polypropylène PP) ou naturel, il existe plusieurs types de géo synthétiques présentés dans la figure (1.6) les matériaux géo synthétiques peuvent être classifiés selon leur utilisation, on peut distinguer la séparation, le confinement, la filtration et le

Renforcement. L'extensibilité des géo synthétiques et le milieu composé entre le sol et le géo synthétique rendent le comportement de ces matériaux très compliqué. Afin de comprendre le comportement de cet ensemble (sol/renforcement) plusieurs auteurs ont étudié le phénomène d'interaction entre l'élément de renforcement et le sol (Murthy et al. 1993 ; Bergado et Chai 1994 ; Palmaire, 2009 ; Bathurst et al. 2005 ; Attache et Mellas, 2017 **[4].**

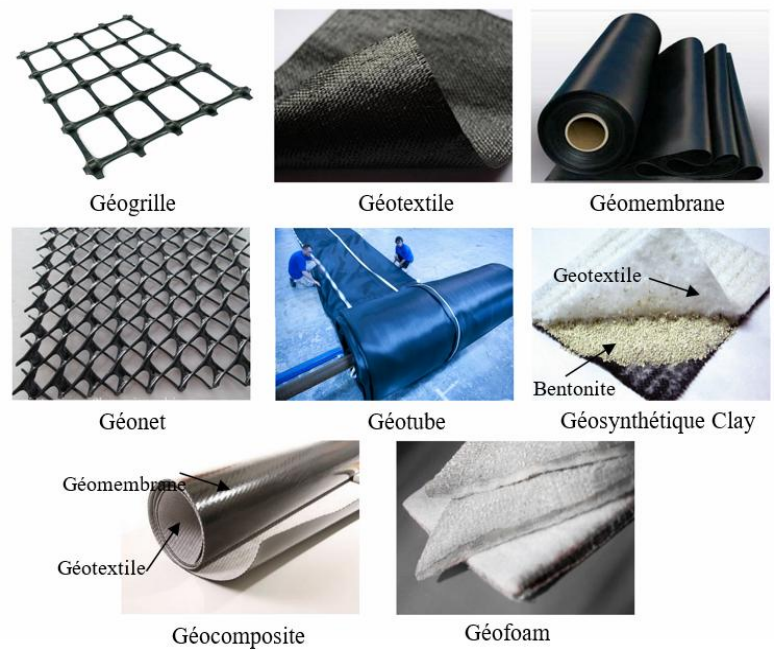
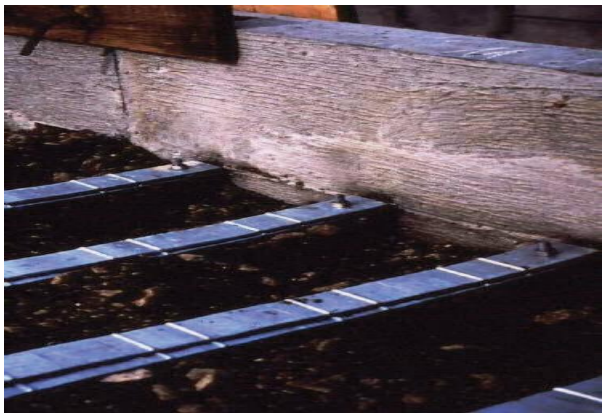


Figure (1.6). Différents types de géo synthétiques **[1].**

b) Renforcement métallique

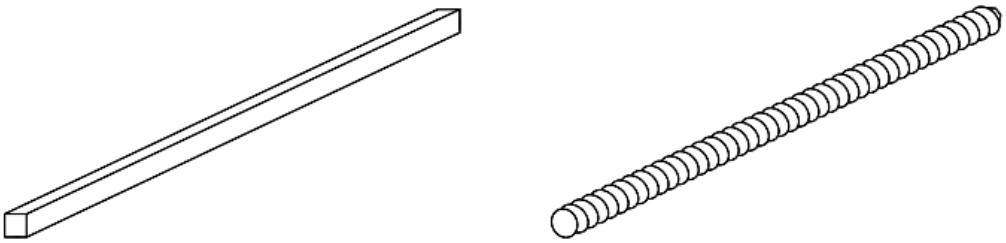
Les renforcements métalliques peuvent être sous plusieurs formes des bandes des barres sous forme de treillis soudés figure (1.7).



(a) bandes métalliques



(b) treillis métalliques



(c) barres

Figure (1.7). Différents types des renforcements géo synthétiques.**[2]**

Les armatures, souvent utilisées dans la construction pour renforcer les structures en béton, sont des éléments cruciaux pour assurer la solidité et la durabilité des ouvrages.

Les armatures doivent répondre aux critères suivants :

Présenter une haute résistance à la traction, une rupture ductile et un faible fluage,

- Montrer une faible déformabilité sous les charges de service, de l'ordre de quelques pourcents,
- Posséder un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai,
- Être suffisamment flexibles pour ne pas limiter la déformabilité du matériau "terre armée" permettre une mise en œuvre aisée,
- Offrir une bonne durabilité,
- Être économiques.

Cela permet de distinguer deux principales catégories d'armatures : les armatures métalliques et les armatures géo synthétiques.

- **Les armatures à haute adhérence :**

Elles également appelées armatures en acier HA, présentent des nervures perpendiculaires à leur axe sur les deux faces, ainsi qu'un trou de boulon à une extrémité pour la fixation au parement. Elles sont largement Utilisées dans les structures en Terre Armée, avec plus de 40 millions de mètres carrés d'ouvrages construits Dans le monde entier selon la société Terre Armée Internationale, Ces armatures sont particulièrement adaptées aux charges statiques et dynamiques élevées, et sont souvent le choix privilégié pour des ouvrages sensibles tels que les murs de très grande hauteur et les culées de pont **[16].**



Figure (1.8). Armature à haute- adhérence **[3].**

- **Les armatures à échelles en acier à haute adhérence :**

Ils appelées échelles HA dans la figure (1.9) sont composées de deux fers ronds parallèles soudés à une série de fers ronds transversaux. Une extrémité de l'échelle est dotée d'une plaque plane soudée entre les fers ronds longitudinaux et munie d'un trou de boulon pour la fixation au parement. Les échelles HA offrent une résistance à l'arrachementExtrêmement élevée et sont avantageuses pour les ouvrages d'une hauteur maximale de 6 mètres.



Figure (1.9). Armatures à échelles en acier à haute adhérence.

- **Les armatures géo-synthétiques :**

Les armatures géo synthétiques sont des matériaux fabriqués à partir de polymères synthétiques ou naturels, conçus pour renforcer les sols et les structures géotechniques Ils se présentent sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles et sont utilisés en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. la figure (1.10)



Figure (1.10). Mur de soutènement renforcé par géo synthétique.

1.5.2 Les parements

Initialement, le premier type de parement utilisé était constitué d'un cylindre métallique à section semi elliptique, offrant une grande capacité de déformation et une stabilité face aux pressions exercées par le sole remblai.

Cependant, depuis 1971, ce type de parement a été remplacé par un autre type constitué de plaques cruciformes en béton. Ce nouveau design permet la construction de murs à courbure continue, ce qui le rend particulièrement adapté aux ouvrages de soutènement en milieu urbain

Le parement est la face apparente du mur en terre armée. Il n'a qu'une fonction limitée dans le

renforcement. Ses fonctions sont les suivantes :

protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle ;

- ✓ résister aux efforts dus aux poussées des terres ;
- ✓ éviter les ruptures locales pouvant affecter le remblai ;
- ✓ d'un point de vue purement esthétique, améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage

(surtout pour les parements en écailles).

- ➢ **Les unités modulaires sèches :**

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 géo synthétique ou de grillage métallique en fil tressé).

Les blocs sont des éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires (Figure 1.25).

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 250. **[14]**



Figure (1.11). Parement en blocs préfabriqués et en grillage d'acier. **[14]**

- **Parement en écailles de béton :**

L'élément standard une forme cruciforme avec des dimensions de 1,50 m sur 1,50 m. Son épaisseur actuelle varie entre 18 et 26 cm, ce qui correspond à un poids total compris entre 1 et 1,5 tonne. Il est fabriqué béton non armé et contient seulement deux étriers en acier de 10 mm

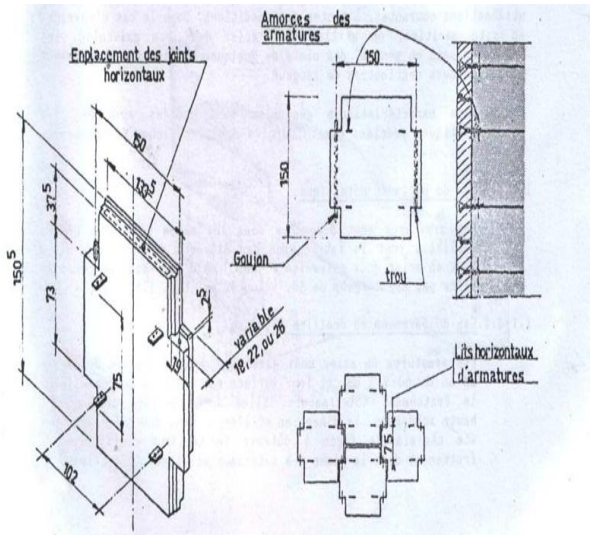


Figure (1.12). Caractéristique du parement en écailles de béton **[3].**

de diamètre. L'élément comporte quatre amorces d'armatures, noyées dans le béton, fabriquées du même métal que les autres armatures utilisées **.**des goujons verticaux relient les écailles, assurant ainsi une bonne flexibilité horizontale. Des joints horizontaux compressibles sont placés entre les écailles, permettant une certaine flexibilité verticale du parement. Chaque écaille est équipée d'ancres de levage pour faciliter sa manipulation et son installation. Les écailles sont généralement préfabriquées en usine dans des moules, garantissant une régularité dimensionnelle.**[30]**

En plus des écailles standards, il existe des éléments spéciaux permettant d'obtenir une géométrie variée pour le parement :

- Des demi-écailles de 0,75 m de hauteur, utilisées à la base et au sommet du parement,
- Des écailles spéciales avec une hauteur variant par paliers de 20 cm, permettant de donner une forme particulière à la ligne supérieure du parement,
- Des éléments d'angle permettant de changer la direction du parement.

Le parement en écailles de béton est actuellement utilisé dans presque tous les ouvrages, offrant des qualités architecturales supérieures par rapport au parement métallique. Il permet de

réaliser des ouvrages avec des courbes continues, s'intégrant généralement mieux dans l'environnement que des structures strictement linéaires.



Figure (1.13). Différents types parement en écailles de béton **[6].**

- **Les types de parement et system de connexion :**

Le parement est la face avale d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé, il participe directement à la stabilité de l'ouvrage, on peut distinguer trois types de parement classés selon la rigidité (rigide, semi-rigide et flexible).

- **Parement rigide**

Généralement ce type de parement est construit avec des éléments préfabriqués en béton, comme montré dans la figure (1.14).



Figure (1.14). Mur en sol renforcé à parement rigide **[1]**

- **Parement semi-rigide :**

Ce type de parement est largement utilisé dans la construction d'ouvrages de soutènement en sol renforcé, car il est facile à mettre en place et à connecter au parement et ne nécessite pas de

main d'ouvre spécialisée. On le réalise généralement avec des blocs modulaires préfabriqués en béton dans la figure (1.15)



Figure (1.15).Mur en sol renforcé à parement semi-rigide.

- **Parement flexible :**

Le matériau de la couverture est constitué par la nappe de renforcement retournée elle-même en bordure du talus. La technologie consiste à rendre la nappe de renforcement simplement retournée en bordure du talus à l'équerre, et à remplir au remblai en assurant que la nappe supérieure est correctement recouvert et ancrée dans le sol de remblai.



Figure (1.16). Mur en sol renforcé à parement flexible **[4]**

- **Système de connexion :**

En raison du type de parement utilisé, le système de connexion des nappes de renforcement au parement n'est pas unique. Lorsqu'il s'agit d'un parement en écailles préfabriquées en béton armé, la connexion des nappes de renforcement est réalisée par un système de boucles et de

goupilles galvanisées, également protégées par une couche polyéthylène (Figure1.17(a)). Si en revanche, il s'agit d'un parement semi-rigide en blocs modulaires, les nappes de renforcements

sont soit accrochées au parement à l'aide d'un système de fixation soit simplement pincées entre deux blocs (Figure 1.17 (b) et (c)).

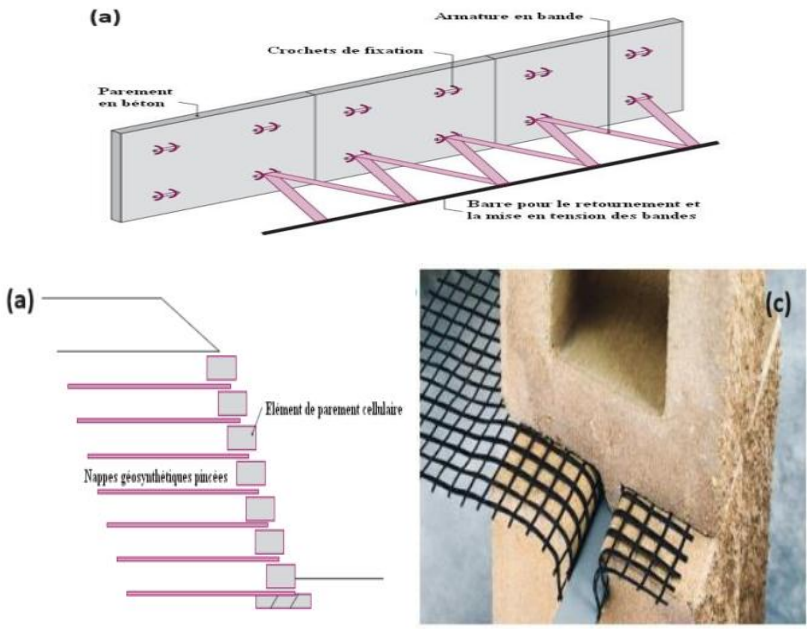


Figure (1.17). Différents systèmes d'accrochages des renforcements au parement (LCPC. 2003).

1.5.3 Matériaux 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, ni déchets domestiques. La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci :

- D'une part des critères géotechniques (mécaniques) liés au frottement sol/armatures.
- D'autre part des critères chimiques et électrochimiques.

1.5.3.1 Critères géotechniques :

L'ensemble des recommandations (LCPC, SETRA, FHWA, etc...) indiquent des critères Purement granulométriques (Figure 1.18) nécessaires pour assurer un frottement sol-armature Adéquat, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes. Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15 %

d'éléments inférieurs à 80µm sont acceptés sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier,

la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation et la mesure de l'angle de frottement du sol ne sont pas nécessaires). Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai Cu = D60/D10 (D60 et D10 représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60% et 10% du poids total)

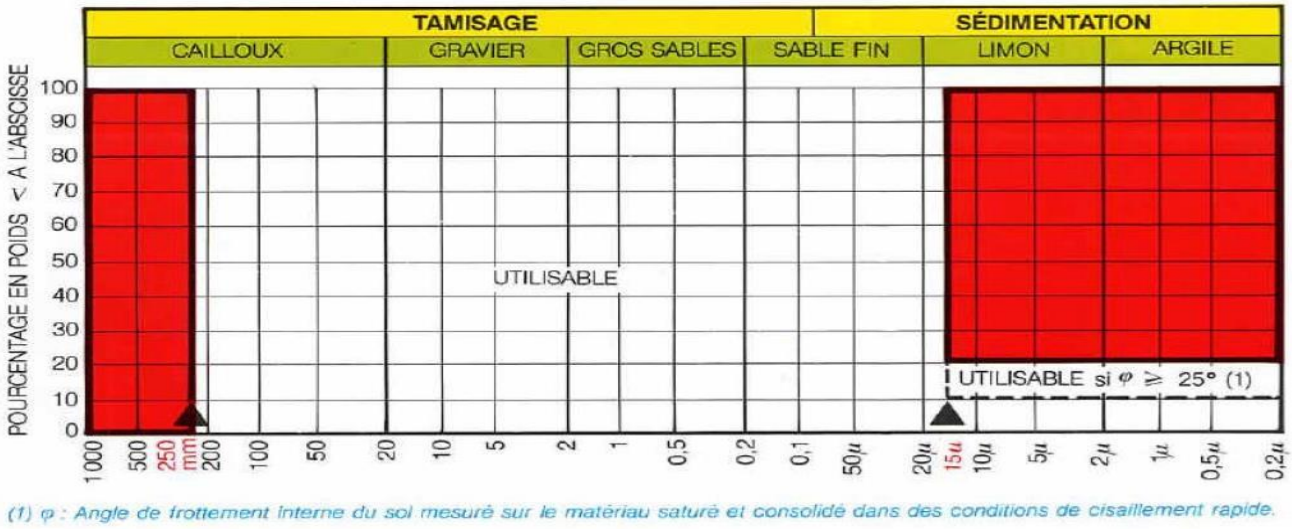


Figure (1.18). Caractéristiques mécaniques auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée **[10].**

Tableau (1.1).critères granulométriques pour le choix d'un matériau de remblai ((LCPC guide techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, suivie et diagnostic, 2003)

<table>
<tr><td rowspan="8">Passant à 80 µm</td><td>≤ 15 %</td><td colspan="4">Critère mécanique satisfait - matériau utilisable</td></tr>
<tr><td rowspan="7">> 15 %</td><td rowspan="7">Passant à 15 µm</td><td>10 %</td><td colspan="3">Critère mécanique satisfait - matériau utilisable</td></tr>
<tr><td rowspan="4">10 % à 20 %</td><td rowspan="2">Armatures à haute adhérence</td><td>Angle de frottement interne ≥ 25° *</td><td>Critère mécanique satisfait - matériau utilisable</td></tr>
<tr><td>Angle de frottement interne < 25 ° *</td><td>Matériau inutilisable</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Armatures lisses</td><td>Angle de frottement sol-armature ≥ 22° *</td><td>Critère mécanique satisfait - matériau utilisable</td></tr>
<tr><td>Angle de frottement sol-armature < 22 ° *</td><td>Matériau inutilisable</td></tr>
<tr><td>> 20 %</td><td colspan="3">Matériau inutilisable</td></tr>
<tr><td colspan="5">* La mesure de l'angle de frottement interne se fait par cisaillement direct à la boîte sur échantillon saturés et consolidés. L'essai diffère de l'essai classique par le mode de préparation des éprouvette (cf. mode opératoire décrit dans le guide SETRA/LCPC de 1979).</td></tr>
</table>

1.5.3.2 Critères chimiques et électrochimiques

La durée de service d'un ouvrage en Terre Armée renforcé avec des armatures métalliques est Conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol. La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, Qui est fonction de divers facteurs : nature du sol, la résistivité, le pH, la teneur en sels solubles, la teneur en sulfures totaux. C'est pourquoi des critères électrochimiques ont été établis afin de garantir un vieillissement lent et contrôlé des structures. Pour les armatures métalliques, les remblais doivent répondre aux critères présentés sur le tableau (1.2)

Tableau (1.2).critères chimiques et électrochimiques du matériau de remblai (LCPC- guide Techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Suivie et diagnostic, 2003) **[10].**

Critères	Ouvrages hors d'eau	Ouvrages en eau (douce)
Résistivité	> 1000 Ω.cm	> 3000 Ω.cm
pH	5 < pH < 10	5 < pH < 10
Teneurs en sels solubles : 1. Cl^- 2. SO_4^{--}	 ≤ 200 mg/kg ≤ 1000 mg/kg	 ≤ 100 mg/kg ≤ 500 mg/kg
Teneur en sulfures totaux	< 300 mg/kg	< 100 mg/kg
Matières organiques (seuil exprimé en carbone)	< 100 p.p.m	< 100 p.p.m

Pour les armatures géo-synthétiques utilisées en Terre Armée, les critères suivants du remblai

Doivent être respectés :

- Pour les armatures synthétiques en fibres polyéthylène : $3 \leq pH \leq 9$
- Pour les armatures synthétiques en fibres en polyalcool de vinyle : $1 \leq pH \leq 13$

Pour les armatures métalliques des valeurs de : $5 \leq pH \leq 10$ sont adoptées**. [6]**

1.6 Procédure de la réalisation d'un mur de soutènement en terre armée

Sont fixées aux écailles à l'aide d'un boulon. Pour les armatures synthétiques, le système GeoMega utilise une gaine en polyéthylène haute densité intégrée, conçue pour garantir un ancrage optimal tout en permettant aux bandes souples de sortir de l'écaille à plat et dans un même plan.



Figure (1.19). Systèmes de connexion Gé oméga.

1.6.1 Stockage des éléments

Il importe de prévoir sur le chantier un stock tampon d'au moins 48 heures pour les parements béton et une semaine pour les armatures et peaux métalliques afin d'éviter un arrêt de chantier consécutif à une irrégularité de livraison **[11].**

1.6.2 Montage des panneaux de parement

La première rangée d'écailles est installée sur un lit de béton non armé bien nivelé, afin d'assurer une position initiale correcte Cette première rangée est directement supportée sur le sol pour prévenir tout mouvement pendant le remblayage **[18].**



Figure (1.20). Installation et Stabilisation de la Première Rangée d'Écailles.

Les écailles des rangées supérieures sont installées progressivement au fur et à mesure de l'avancement du remblai. Leur verticalité est maintenue à l'aide de cales provisoires en bois et de serre-joints. Les jointsHorizontaux sont réalisés avec des plots en élastomère, placés lors de l'installation (deux par écaille). Les joints verticaux en mousse sont insérés dans les feuillures des écailles avant le remblayage.



Figure (1.21). Procédure d'Installation et de Stabilisation des Rangées Supérieures d'Écailles.

1.6.3 Préparation du sol d'assise et mise en place des armatures

Mise en place du premier lit d'armatures attachées aux écailles (Figure 1.22) par l'intermédiaire Du système de connexion. Elles sont mises en place sur la couche de remblai compacté et sont Reliées aux panneaux de parement par boulonnage dans le cas d'armatures en acier ou sont Enfilées dans des gaines scellées dans le parement dans le cas d'armatures géo-synthétiques. **[8].**



Figure (1.22). Photo de la pose d'un lit d'armature.

1.6.4 Mise en place et compactage de la première couche de remblai

Une fois l'armature bien installée, le remblai est mis en place par couches successives et compacté avec un matériel approprié. Le passage direct des engins sur l'armature doit être évité, notamment les engins lourds. Il est interdit de se déplacer à moins de 1,50 mètres des panneaux afin de ne pas les déplacer a fait des dégâts. Le taux de compactage en tout point de l'ouvrage en Terre Armée doit être égal à 95% de l'optimum Proctor normal, comme pour les remblais routiers suivant les règles du GTR 2000.



Figure (1.23). Compactage.



Figure (1.24). Remblayage.

1.6.5 Fixation des écailles

Lorsque le remblai atteint le niveau de la tête d'une assise de la carapace, il est nécessaire de placer la base suivante, et les écailles doivent être fixées entre elles à l'aide de boulons ancrés dans les manchons des coussins en caoutchouc De plus, des coussins en caoutchouc doivent être placés sur la tête des écailles pour permettre un léger mouvement et éviter la formation éventuelle **[12].**

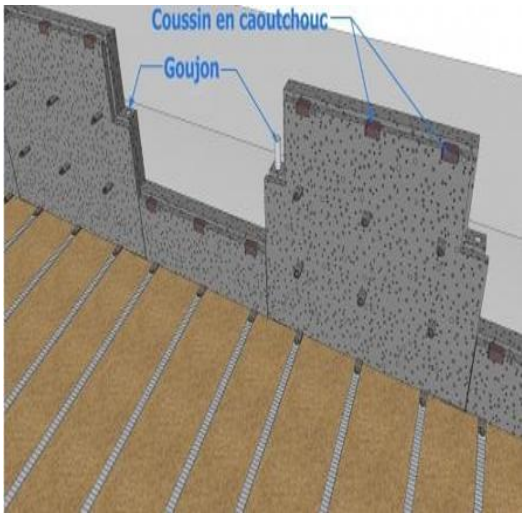


Figure (1.25) .contrefort coté amont

1.6.6 Phase final

En ce qui concerne la dernière étape, elle est généralement associée aux finitions et aux vérifications finales permettant de garantir la conformité du résultat final aux normes et aux plans du projet. La hauteur du mur souhaitée est obtenue après répétition de la séquence des quatre étapes. Une fois cette hauteur est atteinte, un arasement ou un chaînage en béton doit être placé au sommet du mur de manière à renforcer les écailles de la dernière assise.

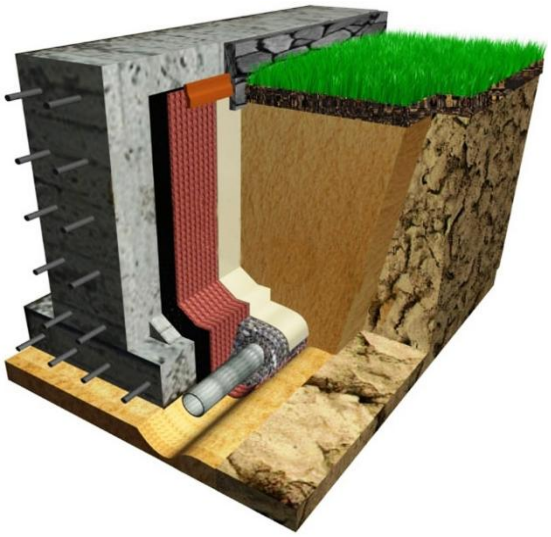


Figure (1.26). Schéma illustratif de la forme du mur de soutènement en terre armée de l'intérieur **[8].**

1.7 Défauts et désordres courants dans les murs en terre renforcée

Les murs en terre renforcée (pisé, torchis, adobe stabilisé, etc.) sont des structures écologiques et économiques, mais ils peuvent être sujets à divers défauts et désordres. Voici les problèmes courants avec leurs causes et solutions possibles, accompagnés de références lorsque disponible :

- ✓ ***Corrosion des armatures***

La corrosion des éléments de renforcement, en particulier des armatures métalliques, est une préoccupation majeure dans les murs en terre renforcée. Cette détérioration peut réduire considérablement la résistance et la rigidité du renforcement, pouvant conduire à une défaillance structurelle



Figure (1.27). Corrosion des renforcements métalliques.

- ✓ ***Érosion et Dégradation de la Surface***

L'exposition à l'eau, surtout en l'absence de protections adéquates comme des enduits imperméables, peut entraîner l'érosion des surfaces des murs en terre, réduisant ainsi leur durabilité.

- ✓ ***Corrosion des éléments de renforcement***

Dans les structures où des éléments métalliques sont utilisés pour renforcer les murs en terre, la corrosion de ces éléments peut survenir, particulièrement en présence d'humidité, compromettant l'intégrité structurelle de l'ouvrage.

- ✓ ***Problèmes de drainage***

Un drainage inadéquat peut entraîner une accumulation d'eau derrière le mur, augmentant la teneur en humidité du sol et favorisant la corrosion des armatures. Cela peut également provoquer une accumulation de pression hydrostatique, pouvant conduire à la défaillance du mur

- ✓ ***Tassement et mouvement différentiel***

Un tassement inégal de la fondation en sol ou un mouvement différentiel entre le mur et le sol environnant peuvent provoquer des fissures, des déformations et une perte d'intégrité structurelle.

- ✓ ***Erreurs de conception et de construction***

Des calculs de conception erronés, un choix inapproprié des matériaux ou des techniques de

Construction médiocres peuvent entraîner des défauts inhérents au mur en terre renforcée le rendant plus susceptible aux défaillances ultérieures.

1.8 Les avantages et les inconvénients et modes de réparation des murs de soutènement en terre armée

1.8.1 Les avantage

Les avantages de l'utilisation des murs de soutènement en sol renforcé (Terre Armée), surtout en géo synthétiques, sont nombreux, on peut citer quelques-uns :

- ➢ **Avantages économiques :**

- ✓ Diminution des dépenses en comparaison avec d'autres structures (comme le béton armé)
- ✓ Le prix total de chaque ouvrage en terre armée peut être divisé en trois coûts fondamentaux :
  - Le coût des armatures, et les panneaux en béton y compris la pose.
  - Le coût de la couche superficielle, y compris la pose.
  - Le coût de la mise en place de la terre

➢ **Avantage de conception :**

- ✓ Simplicité de mise en œuvre.
- ✓ Large éventail d'utilisations.
- ✓ Possibilité de vérifier la durabilité des renforcements.
- ✓ Possibilités illimitées d'implantations et de géométries.
- ✓ Possibilité de rabattre la nappe derrière l'ouvrage en réalisant un système de drainage.

➢ **Avantages de résistance :**

Outre ses avantages de conception, les murs en sol renforcé présentent aussi les avantages de résistance :

- ✓ Diminution des mouvements de terre ;
- ✓ Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais ;
- ✓ La grande résistance vis à vis des efforts statiques et dynamiques.

1.8.2 Les inconvénients

Néanmoins, malgré les nombreux avantages décrits dans la section précédente, les murs de soutènement en sol renforcé présentent plusieurs inconvénients étroitement liés à la technologie de construction de l'ouvrage et des éléments de renforcement. Il est à noter que tous les défauts et anomalies les plus courants observés sur les murs analysés sont souvent une conséquence de l'action conjointe d'un certain nombre de facteurs et sont traités de manière à pouvoir être combinés en groupes.

- ➢ La détérioration des éléments de renforcement métalliques en raison de la corrosion.
- ➢ Des erreurs de conception et de dimensionnement de l'ouvrage, telles que des tassements excessifs.

- Une mauvaise exécution des travaux, par exemple des problèmes liés au drainage.
- Des problèmes liés à l'exploitation, à l'environnement et à un manque d'entretien approprié.

1.8.3 Modes de réparation des murs en terre armée

L'Entretien ou la maintenance des infrastructures d'art vise à les garder en condition d'utilisation, et en fonction de la nature des interventions effectuées, on peut distinguer entre la maintenance régulière et la maintenance spécialisée; par rapport aux ouvrages en terre armée, il se limite à l'entretien courant et se limite principalement à :

- Eliminer les végétaux poussant dans les joints,
- Nettoyer et curer les réseaux et caniveaux d'évacuation des eaux de drainage,
- Entretenir les terre-pleins supérieurs,
- Remettre en état les écailles qui présenteraient des dégradations légères.

Alors que les réparations visent à remettre un ouvrage en état de service, elles doivent être définies au coup par coup, selon la nature et la cause des incidents observés; elles peuvent :

- Forer des drains subhorizontaux en cas de défaillance ou d'absence de système de drainage,
- Exécuter des tirants d'ancrage passifs à partir de forages réalisés depuis le parement pour remplacer des armatures corrodées,
- Démonter et reconstruire l'ouvrage dans les cas extrêmes.

1.9 Domaine d'application de mur en terre armée

La méthode de construction de la terre armée a transformé l'approche de la construction et peut être utilisée dans divers types de projets, tels que les routes, les voies ferrées, les ouvrages maritimes et fluviaux, ainsi que dans les installations industrielles et de protection.

- Forer des drains subhorizontaux en cas de défaillance ou d'absence de système de drainage,

- Exécuter des tirants d'ancrage passifs à partir de forages réalisés depuis le parement pour remplacer des armatures corrodées,
- Démonter et reconstruire l'ouvrage dans les cas extrêmes.

1.9 Domaine d'application de mur en terre armée

La méthode de construction de la terre armée a transformé l'approche de la construction et peut être utilisée dans divers types de projets, tels que les routes, les voies ferrées, les ouvrages maritimes et fluviaux, ainsi que dans les installations industrielles et de protection.

1.9.1 Ouvrages ferroviaires

Des massifs de soutènement en terre armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ourle 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 sont 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 **[13].**



Figure (1.28). Ouvrages ferroviaires

1.9.2 Ouvrages routiers

La technique de la terre armée est couramment utilisée dans la construction de routes et d'autoroutes, notamment pour ériger des soutènements sous des chaussées en terrain accidenté ou dans des zones urbaines. Sa mise en œuvre rapide et peu encombrante minimise les perturbations de la circulation. Sa flexibilité offreuse grande liberté dans le choix des emplacements. De plus, le revêtement peut être personnalisé avec une diversité d'aspects.

Les principales utilisations concernent :

- Les murs sous chaussées, simples ou étagés ;
- Les culées porteuses et mixtes ;
- Les murs de rampes ;
- Les talus raidis ;
- Les merlons anti-bruit



Figure (1.29). Ouvrages routiers

1.9.3 Ouvrages industriels et protection

La technique de la terre armée a été utilisée pour répondre aux besoins d'aménagement des sites industriels En plus des murs de soutènement traditionnels pour stabiliser les terrains, des solutions spécifiques ont été élaborées pour la construction de silos de stockage de charbon ou de minerai, ainsi que pour les murs de déchargement des postes de criblage et de concassage. Aujourd'hui, on recense plus d'une centaine de murs de déchargement en service dans le monde, parmi les ouvrages en terre armée les plus imposants **[14].**

Les applications industrielles présentent plusieurs caractéristiques :

- Capacité d'adaptation de la technique qui permet, quels que soient la hauteur et l'aspect (écaille de béton, peau métallique, parement treillis), de s'accommoder des contraintes liées aux formes (inclinaison des parois, forme rectiligne ou circulaire).
- Résistance aux vibrations (criblage et concassage).
- Excellente tenue aux variations thermique



Figure (1.30). Ouvrages industriels et protection.

1.9.4 Ouvrages fluvial ou maritime (hydrauliques)

De nombreux projets sont réalisés en site fluvial ou maritime, offrant une grande diversité d'applications. Plusieurs raisons motivent ce choix pour un maître d'ouvrage

Les applications industrielles se distinguent par plusieurs caractéristiques :

- Flexibilité de la méthode, qui permet de s'adapter à différentes hauteurs et aspects (écaille de béton, peau métallique, parement treillis), et de répondre aux contraintes liées aux formes (comme l'inclinaison des parois, la forme rectiligne ou circulaire).
- Résistance aux vibrations, notamment lors des opérations de criblage et de concassage.
- Excellente résistance aux variations thermiques **[6]**



Figure (1.31).Ouvrages hydrauliques

1.10Quelques réalisations des ouvrages en sol renforcé en Algérie

- ✓ **Traitement d'un glissement au niveau « Les Grands Vents » à Delly Brahim (Alger) :**

La stabilisation de talus se fait par un mur en remblai renforcé par géotextile, l'une des butées est placée au pied du talus, l'autre à la mi-hauteur de la pente.



Figure (1.32). Pose des premières nappes de renforcement et Finition du premier mur

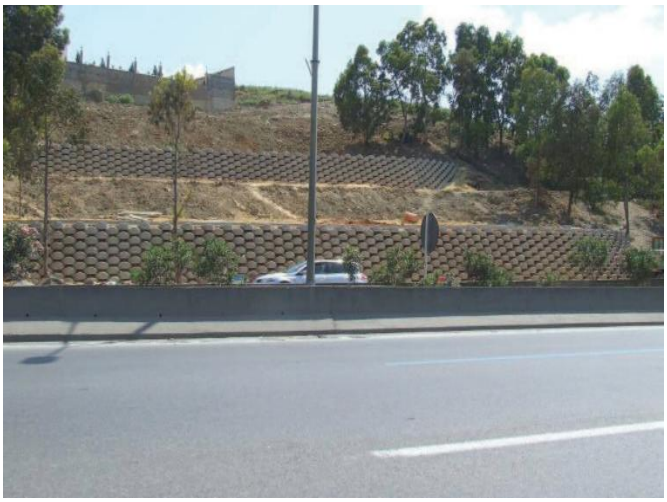


Figure (1.33). Vue finale de l'ouvrage

- ✓ **Rampes d'accès à un échangeur à Constantine :**



Figure (1.34). Vue de l'Ouvrage d'Art.



Figure (1.35). Ouvrage achevé

- ✓ **Rampes d'accès à un OA à Mellala Bejaia :**





Figure (1.36).Vue de l'Ouvrage d'Art Vue de l'ouvrage en construction L'ouvrage en construction et ouvrage d'Art L'ouvrage en construction Ouvrage achevé

1.11Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé qui regroupe définition, les éléments de renforcement, procédure de réalisation ainsi les principaux avantages par rapport avantages par rapport au soutènement classique et large variété d'application dans diffèrent, domaine l'application de ce procédés de renforcement des sols est considérables développés à travers le monde dans le domaine géotechnique. Grâce à leur performant à leur économie et leur à esthétiques

CHAPITRE 02 : synthèse sur les méthodes de calcul des ouvrages en terre armée

2.1 Introduction

La terre armée repose sur un principe d'interaction entre le sol et des éléments de renforcement (bandes métalliques, géotextiles, géo grilles) permettant de conférer à l'édifice plus de capacité portante et de stabilité, en répartissant les efforts et en limitant le niveau des déformations.

Le dimensionnement des ouvrages avec de la terre armée est un travail incontournable pour la garantie de la sécurité et de la pérennité de l'ouvrage, qui fait appel à divers approches analytiques, empiriques et numériques d'évaluation de la stabilité externe et de la stabilité interne, ainsi qu'à la durabilité des différents matériaux. Les moyens de dimensionnement intègrent un ensemble de paramètres relatifs au type de sol, aux caractéristiques de résistance des armatures, à la nature des charges appliquées, et au milieu environnant.

2.2. Principe de fonctionnement

2.2.1 Fonctionnement interne des ouvrages en Terre Armée

L'analyse du comportement interne et de la répartition des forces de traction le long des renforts métalliques dans un massif de sol d'une structure renforcée en terre a montré qu'une force de traction maximale $\mathbf{T_m}$ est mesurée à un point sur l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur mais est proche du parement en profondeur.

Tous ces points forment une courbe connue sous le nom de ligne des contraintes de traction maximales. Elle divise la masse en deux zones la figure (2.2).

- zone active située près du parement dans laquelle la contrainte tangentielle (de cisaillement) exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement.
- Zone résistante « ou zone passive » dans laquelle la contrainte tangentielle est dirigée vers l'intérieur et le sol a tendance à retenir les armatures.

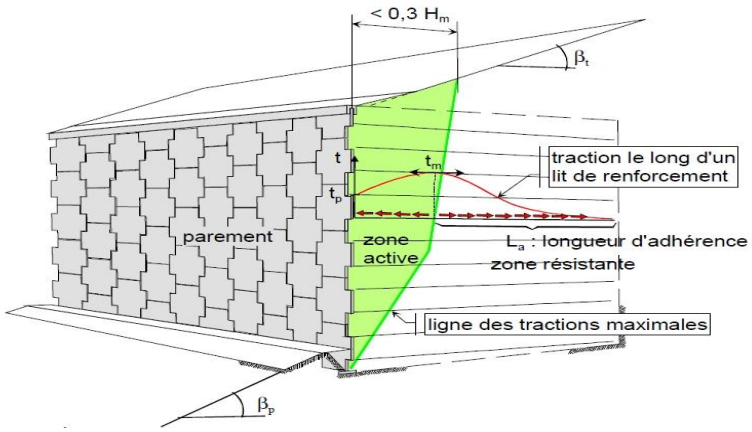


Figure (2.1).Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée **[17].**

La contrainte de cisaillement τ exercée par le sol sur chaque face de l'armature a pour expression:

$$\tau = \frac{dT}{dl} \times \frac{1}{2b} \qquad (2.1)$$

Avec :

T : traction dans l'armature ;

L : abscisse du point considéré sur l'armature ;

B : largeur de l'armature.

C'est en assurant une liaison mécanique entre zone active et zone résistante que les armatures

Permettent au mur en Terre Armée de fonctionner.

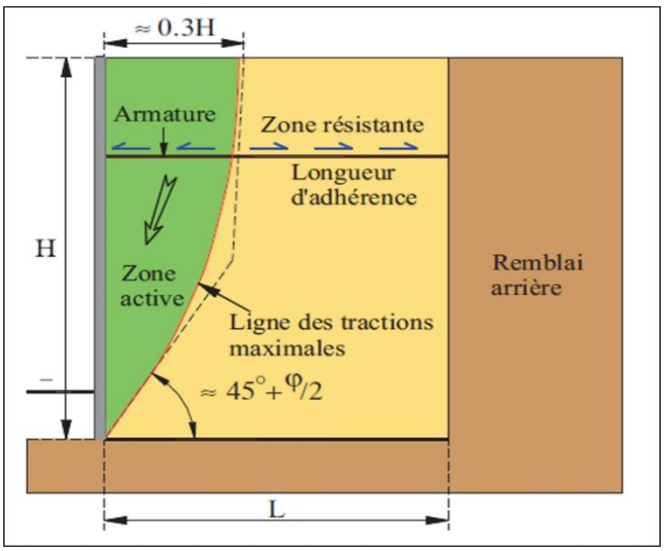


Figure (2.2). Fonctionnement interne d'un mur en terre armée **[11].**

2.2.2 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, déjaugeage 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. 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 d'ensemble. La figure (2.3)

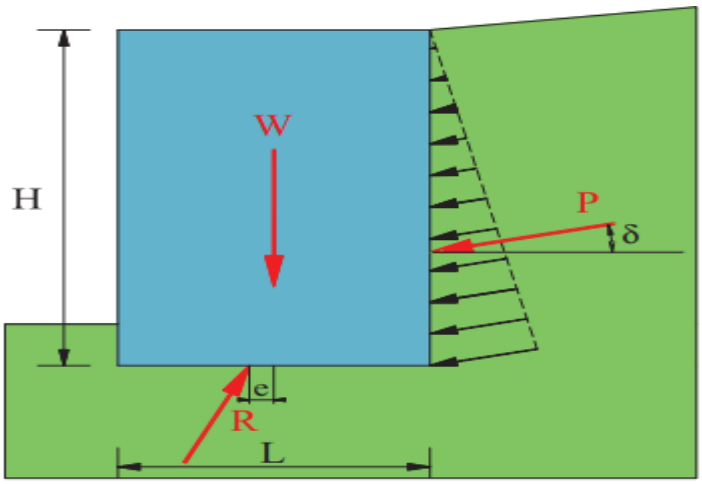


Figure (2.3). Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforce **[17].**

2.3 Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée

2.3.1 Ruptures dues à la Stabilité interne

- Ruptures dues à la Stabilité interne :

  La rupture par défaut d'adhérence se produit lorsque le coefficient de frottement entre le sol et les armatures est mal estimé, rendant ces dernières incapables de supporter l'effort de traction auquel elles sont soumises. Les armatures glissent alors par rapport

Au sol, entraînant de grandes déformations dans l'ouvrage qui évoluent progressivement jusqu'à la rupture.

- Rupture par cassure des armatures :

  La rupture d'un ouvrage par cassure des armatures résulte d'une résistance insuffisante de celles-ci. Cette insuffisance peut être attribuée à un sous-dimensionnement, à un niveau de sollicitation plus élevé que prévu, ou à un affaiblissement de la section résistante des armatures dû à la corrosion. Les essais ont montré que la rupture se développe de manière progressive et rapide le long de la ligne des tractions maximales.

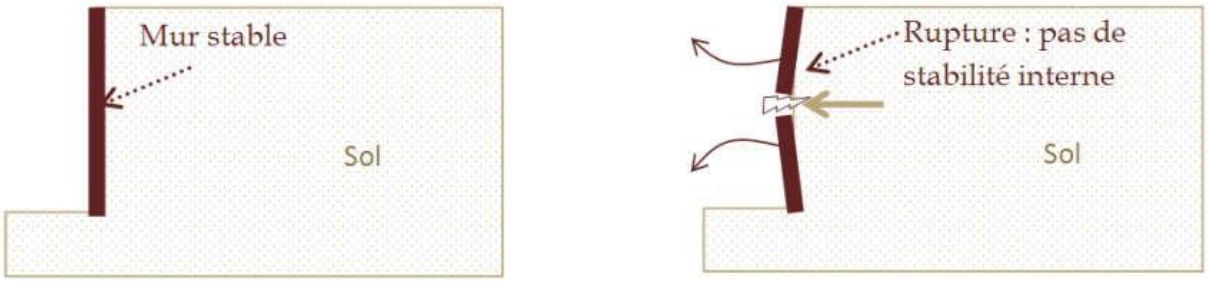


Figure (2.4). Modes de rupture des ouvrages de soutènement **[7].**

2.3.2 Ruptures dues à la Stabilité externe

Les ruptures causées par la stabilité externe sont liées au phénomène qui a un effet sur les structures de retenue, dit mur comme gravité. Ces ruptures sont des appels classiques à la mécanique des sols et à ses phénomènes et théories classiques. Il est possible de décrire trois modes principaux de ruptures ou de fractures (figure 2.5/2.6/2.8).

- Glissement :

Ce mode de rupture se produit lorsque la poussée exercée par le sol retenu dépasse la pression résultant du Poids propre de la structure renforcée. Le glissement peut être aggravé par plusieurs facteurs dans la figure (2.5) :

- Mauvaises conditions de drainage qui augmentent la pression interstitielle.
- Sol de fondation de faible résistance au cisaillement.
- Amélioration de la base par compactage ou utilisation de matériaux de meilleure qualité.

- Installation de systèmes de drainage pour réduire la pression d'eau.

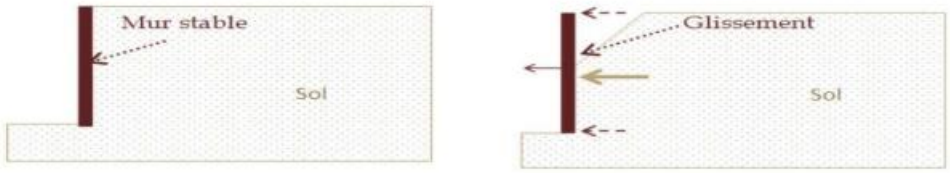


Figure (2.5). Influence de glissement sur le mur **[7].**

- Renversement :

Le renversement des ouvrages en Terre Armée est un mode de rupture qui résulte du basculement de la structure sous l'effet des efforts appliqués (ceux exercés par les terres retenues et la charge extérieure). Ce phénomène est atteint lorsque le moment résultant des efforts déstabilisateurs l'est plus que celui des efforts stabilisateurs la figure (2.6) :

- Effet du poids propre de la structure.
- Poussée des terres en arrière de l'ouvrage.
- Charges appliquées sur le mur.
- Effets hydrauliques.
- Mauvaise conception ou exécution.

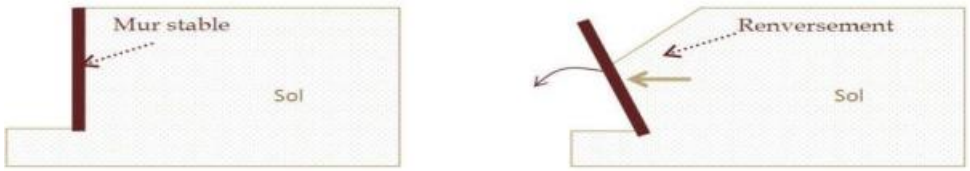


Figure (2.6). Influence de renversement sur le mur **[7].**

- Poinçonnement :

Un des mécanismes de rupture des structures de terre renforcée est le poinçonnement. Cela se produit lorsqu'une charge concentrée ou une surcharge excessive est appliquée au sol et qu'un échec se produit à un niveau localisé dans l'ouvrage de remblai renforcé, entraînant un échec du système.

- Sol de fondation de faible capacité portante.
- Charges concentrées importantes telles que des bâtiments ou des machines lourdes.
- Conditions de sol hétérogènes avec zones faibles non détectées.
- Amélioration du sol de fondation par compactage, utilisation de pieux, ou d'autres techniques de renforcement.
- Distribution des charges sur une plus grande surface pour réduire la pression appliquée.
- Conception adéquate des fondations pour prendre en compte la capacité portante du sol.

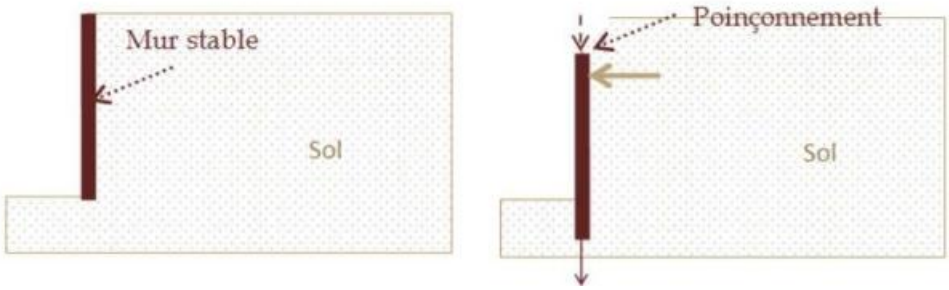


Figure (2.7). Influence de poinçonnement sur le mur **[7].**

2.4 Dispositions constructives générales (pré dimensionnement)

Les remblais armés sont des matériaux flexibles, ce qui leur permet de subir des charges déformables, comme des tassements différentiels. Les constructions et la technologie employées sur chacune des parties de l'œuvre, comme le parement et les lits de renforcement, ne doivent pas faire perdre cette faculté quand elle est désirée. Par exemple, il peut devenir nécessaire d'incorporer des coupures dans le parement lors de la présence de fondations hétérogènes. Les déformations admissibles des édifices associés doivent être compatibles avec les déformations qui viennent à la suite de leur construction.

2.4.1 Fiche

Une profondeur d'encastrement, D (figure 2.8), 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 (2.1) de la profondeur D ont été recommandé pour les ouvrages en Terre Armée (AASHTO, 2017).

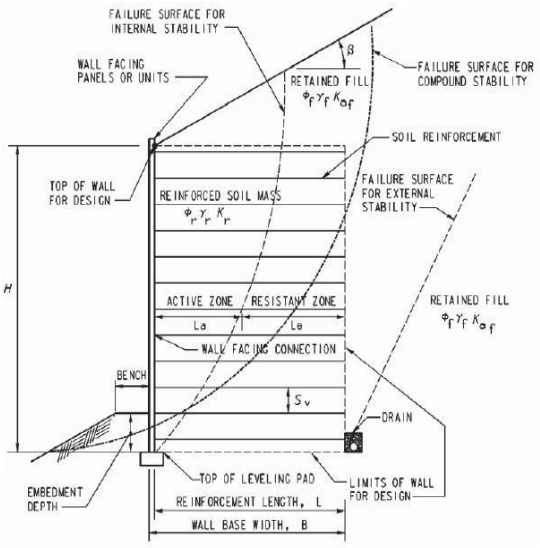


Figure (2.8). Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017) **[10].**

Tableau (2.1). Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017)

Pente en face de la structure		Fiche minimale
horizontal	Murs	H/20.0
	Culée	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

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

2.4.2 Espacement des lits de renforcement

Le tableau ci-dessous précise l'espacement relatif maximal Sv/Hm des lits en fonction de la Longueur du lit inférieur L_{enf} et de la hauteur mécanique H_m **[19]:**

Tableau (2.2). Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{enf}/H_m . **[28]**

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

2.4.3 Longueur des lits de renforcement

La dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical en remblai armé est généralement voisine de $0{,}7H_m$. La longueur des différents lits de renforcement est fixée par le respect des conditions de stabilités externe et interne et par des considérations géométriques visant à conserver à la section du massif armé l'aspect d'un bloc de forme régulière.

Ainsi chaque changement de longueur entre lits de renforcement consécutifs dans l'ouvrage est limité à la plus grande des deux valeurs : $0{,}15H_m$ et 1m.

La longueur minimale est de $0{,}4H_m$ en pied et n'est pas inférieure à $0{,}5\ H_m$ en moyenne pour un mur à parement vertical **[6].**

2.4.4 Dispositif de drainage

Le système de drainage pour un mur en terre armée pose de plus en plus de difficultés. Le non-respect, à long terme, d'un tel drain, s'il n'est pas contrôlé, peut avoir des effets catastrophiques sur l'ouvrage. Cela impacte à la fois la stabilité des murs internes et externes.

Autrement dit, il est disproportionné qu'un massif en terre armée se sature d'eau. Cela étant, quand cela arrive, les tractions dans les armatures augmentent en fonction des pressions interstitielles, mécaniques du remblai, et plus faibles (C', ϕ). En arrière du mur, la puissance de poussée exercée par la force augmente, alors que la sécurité vis-à-vis du glissement en général, gère un intérêt interstitiel pour diminuer la pression. La peau n'étant pas étanche, un tel phénomène ne peut résulter que de la nature du matériau de remblai utilisé. Deux cas peuvent se présenter **[10] :**

- Si le massif en terre armée est réalisé avec un matériau de remblai bien drainant, comme cela est généralement le cas lorsqu'on utilise des graves ou des sables non argileux, il joue lui-même un rôle de masque drainant dans la zone où il est implanté et de ce fait l'eau ne s'y accumule presque jamais.
- Si le remblai utilisé est peu perméable il faut prendre des précautions pour le drainage du mur si des venues d'eau sont à craindre. Le dispositif le plus fréquemment utilisé consiste à placer entre le massif armé et le terrain naturel c'est-à-dire à l'arrière et sous le massif une couche de 0,50 à 1 m de matériau drainant en prenant évidemment soin d'évacuer les eaux de drainage la figure (2.9).

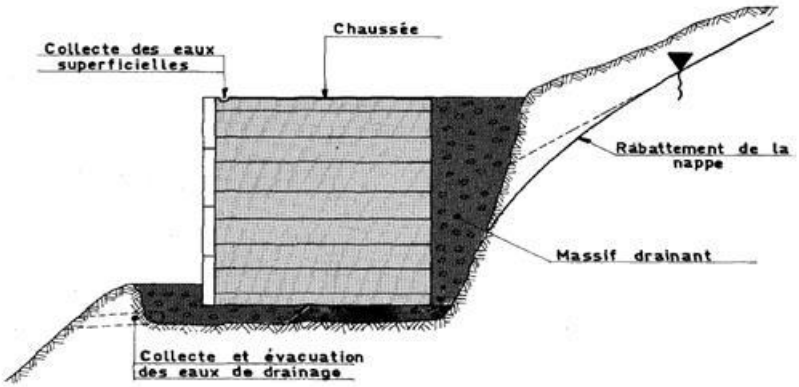


Figure (2.9). Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA

Recommandations et règles de l'art SETRA .1979)

2.5 Dimensionnement des murs de soutènements en Terre Armée selon « AASHTO »

Un mur en Terre Armée est un matériau composite souple et résistant, dans lequel les armatures lui confèrent une grande résistance à la traction. Ce type de mur assure la stabilité du système

sol/mur par son propre poids (mur poids). Il est en outre considéré à l'état limites ultimes

Comme un mur rigide, bien qu'en état limite de service il est souple et peut s'adapter à de fortes

Valeurs de tassement différentiel. Sur le plan réglementaire, l'Eurocode-7 ne précise pas des règles de conception et de calcul D'un mur en Terre Armée, bien qu'en considérant ce type de mur comme un mur poids, les Règles stipulées par l'Eurocode-7 pour un mur poids lui sont applicables.

La norme Française NF P94-220 relative au renforcement des sols, comporte par contres des Règles de dimensionnement des murs en Terre Armée.

Le règlement américain (AASHTO), définit des règles bien précises pour la justification et le Dimensionnement des murs en Terre Armée, qui seront détaillés ci-après.

La justification d'un ouvrage en Terre Armée se fait à base d'un calcul aux états limites, en Analysant trois aspects de stabilité, à savoir **[10]** :

- La stabilité externe, vis-à-vis du glissement à la base, du renversement et de la capacité Portante du sol de fondation ;
- La stabilité interne, pour chaque lit d'armatures vis-à-vis de la résistance à la traction Des armatures et de l'adhérence sol/armatures de renforcement ;
- La stabilité globale (stabilité d'ensemble), vis-à-vis de la rupture du sol le long des Surfaces de glissement.

2.6 Analyse da la stabilité interne

La stabilité interne est justifié à l'état limite ultime localement pour chaque lit de renforcement, en vérifiant que l'effort de traction maximale est inférieur d'une part à la résistance structurelle Des renforcements est d'autre part qu'il soit inférieur à l'effort d'interaction sol-renforcement (adhérence sol/armatures). La détermination des différents paramètres pour la justification interne des murs en Terre Armée se fait à partir de la ligne des tractions maximales. Cette dernière est définie de façon unique pour chaque géométrie d'ouvrage et pour chaque fonction. La (Figure 2.10) définit cette ligne pour les cas courants **[10]**.

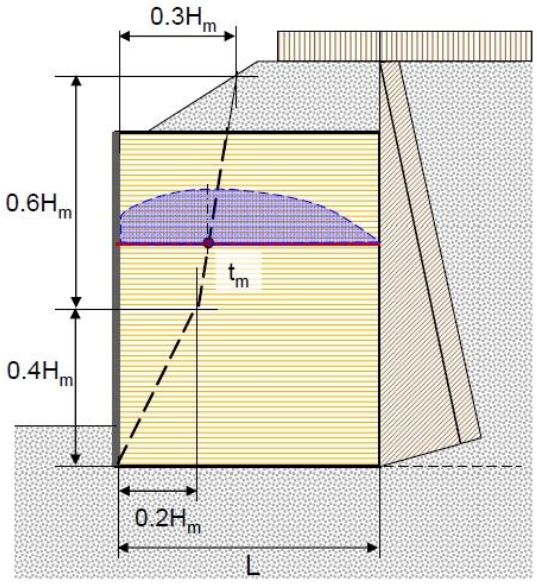


Figure (2.10).Détermination de la ligne des tractions maximales pour les cas courants **[10].**

- **Détermination de l'effort de traction maximal (T_m) :**

La valeur de l'effort de traction maximal, noté, ((T_{max}) est la force maximale qui est développée au niveau des armatures métalliques dans un massif en Terre Armée. Elle est déterminée en analysant le profil de la contrainte le long des filières, c'est-à-dire en repérant la position au niveau de laquelle la traction est maximale. Cette position est généralement située à une certaine distance du parement supérieur du mur et plus proche du parement en profondeur. Une fois cette position repérée, il est possible de mesurer l'effort de traction à cet endroit afin d'obtenir la valeur de Tm. La valeur calculée de l'effort de traction maximal (T_m) au niveau considéré pour un mètre de parement est donnée par :

$$T_{max}=\sigma_h \times S_v \qquad (2.2)$$

Avec :

σ_h: Contrainte horizontale pondérée à chaque lit de renforcement.

S_v: Espacement vertical des lits de renforcement (appelé aussi ΔH).

$$\sigma_h = \gamma_b(K_r\sigma_V + \Delta\sigma_h) \qquad (2.3)$$

Où :

γ_b : est un facteur de pondération de charge, variant entre 1et 1.35 (les différents valeurs) que peut prendre γ_b ;

$\Delta\sigma_h$: est l'augmentation des contraintes horizontales due à d'éventuelles forces horizontales concentrées (Figure 2.11).

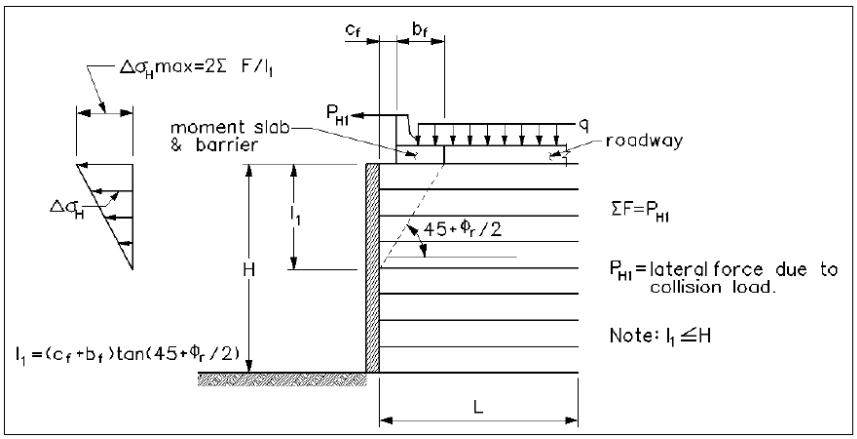


Figure (2.11). Distribution de la contrainte due aux charges horizontales concentrées pour Le calcul de la stabilité interne (AASHTO, 2017).

σv : est une contrainte verticale due au poids propre du sol soutenu et aux surcharges, et dont le calcul suit le schéma de la (Figure 2.12) en cas d'un massif du remblai horizontal :

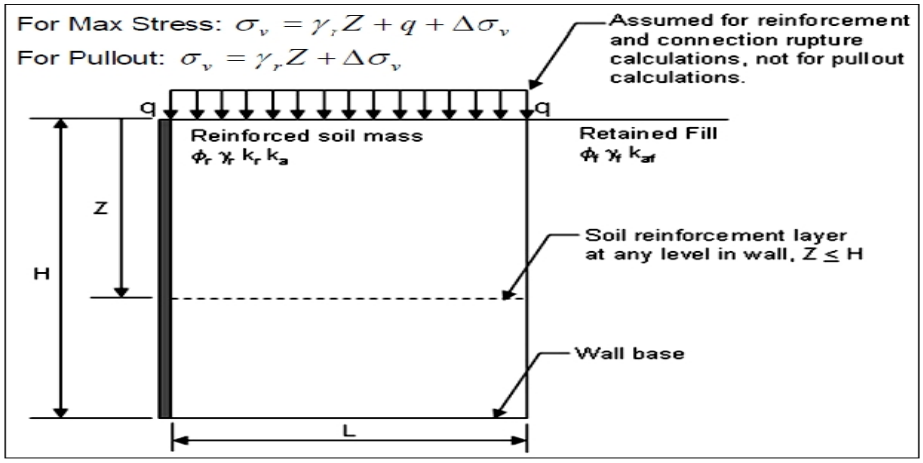


Figure (2.12). Schéma de calcul de la contrainte verticale σ_V pour les remblais horizontales (AASHTO, 2017) **[5].**

Le calcul de σ_V pour un remblai en pente se fait suivant la (Figure 2.13) ci-dessous **:**

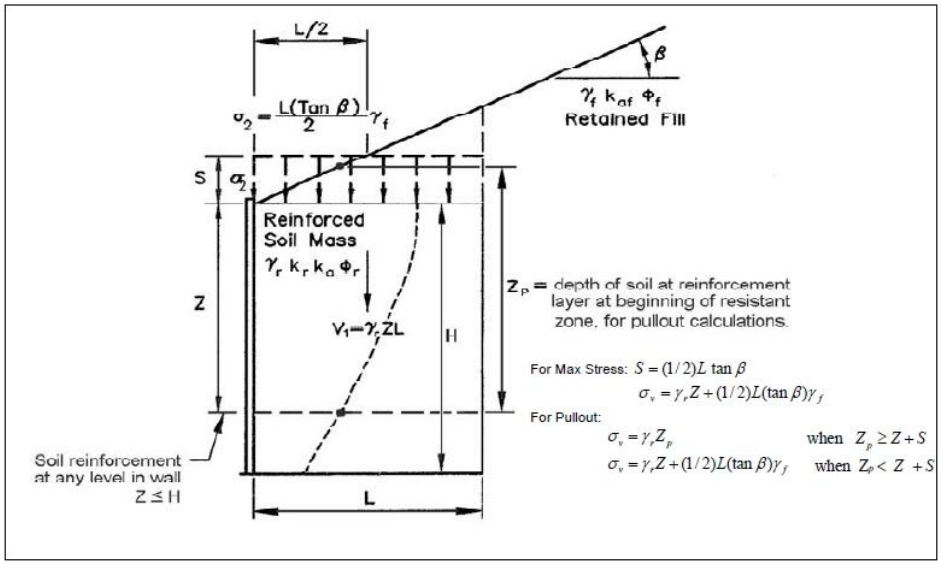


Figure (2.13). Schéma de calcul de la contrainte verticaleσ_V pour les remblais en pente (AASHTO, 2017)

K_r : Coefficient de la contrainte horizontale déterminé à partir de la (Figure 2.14) ci-dessous :

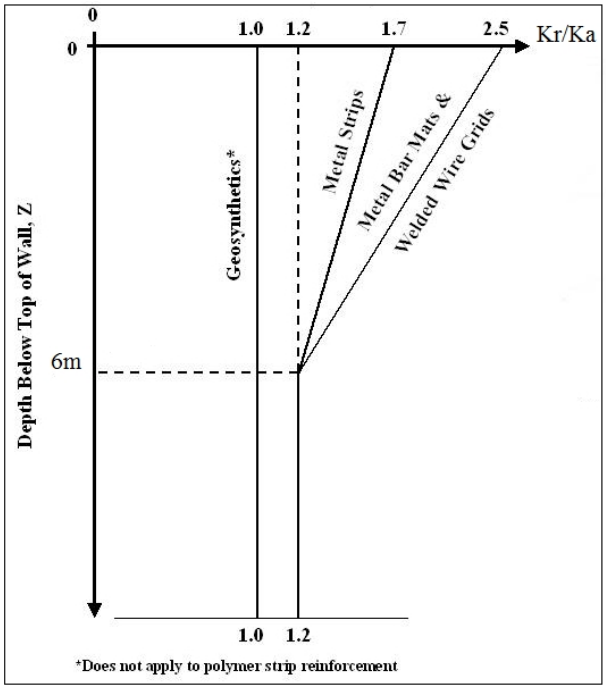


Figure (2.14). Variation du coefficient Kr (AASHTO, 2017) **[5].**

2.6.1 Détermination des résistances à la traction des armatures de renforcement (R_{tc} - R_{ta})

Selon le règlement (AASHTO, 2017), la résistance à la traction des armatures de renforcement est calculée différemment pour les renforcements métalliques et géo-synthétiques.

Pour les renforcements métalliques :

$$R_{ta} = R_{tc} = A_c = F_y \quad (2.4)$$

Avec :

R_{tc} : Résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante ;

R_{ta}: Résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures;

A_c : Section de calcul du lit de renforcement (armatures) ;

F_y : Contrainte de rupture du matériau constitutif de l'élément de renforcement ;

Pour les renforcements géo-synthétiques :

$$R_{tc} = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (2.5)$$

$$R_{ta} = \frac{T_{ult}.CR_{cr}}{RF_D} \quad (2.6)$$

Où :

RF = RF_{ID} x RF_{CR} x RF_D

RFID : facteur de réduction de résistance pour empêcher les dommages d'installation ;

RFCR : facteur de réduction de résistance pour empêcher le fluage à long-terme ;

RFD : facteur de réduction de résistance pour empêcher la rupture due à la dégradation chimique et biologique ;

R_{tc} : Résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante ;

R_{ta} :Résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures;

T_{ult} : Valeur minimale ultime de la résistance à la traction des armatures géo-synthétiques.

. CR_{cr}: Résistance de calcul à long-terme des armatures de renforcement/accrochage, il est obtenue par des tests de connexion à court-terme (ASTM D4884, NCMA Test method SRWU-1), (Sima et al ,1993)

Tableau (2.3). Valeurs recommandées des facteurs de résistance RF (after koerner,(2005)**[12].**

Applications/ function	Ranges of reduction factors		
	RF_{ID} (installation damage)	RF_{CR}(creep)	RF_{D} (chemical and bilogical dégradation)
Separation	1.1~2.5	1.5~2.5	1.0~1.5
Cushioning	1.1~2.0	1.2~1.5	1.0~2.0
Unpaved roads	1.1~2.0	1.5~2.5	1.0~1.5
Walls	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5
Embankments	1.1~2.0	2.0~3.5	1.0~1.5
Bearing and foundations	1.1~2.0	2.0~4.0	1.0~1.5
Slope stabilization	1.1~1.5	2.0~3.0	1.0~1.5
Pavement overlays	1.1~2.0	1.0~1.2	1.0~1.5
Railroads (filter/separation)	1.1~3.0	1.0~1.5	1.5~2.0
Flexible forms	1.1~1.5	1.5~3.0	1.0~1.5
Silt fences	1.1~1.5	1.5~2.5	1.0~1.5

2.6.2 Vérification de la résistance structurelle des lits de renforcement

$$T_{max} \leq \frac{R_{tc}}{FS_{(B)}} = \frac{R_{ta}}{FS_{(B)}} \qquad (2.7)$$

Avec :

T_{max} : Effort de traction maximale dans les lits de renforcement ;

R_{tc} : Résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante ;

R_{ta} : Résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures.

$FS_{(B)}$: Facteur de sécurité de la résistance à la traction des armatures de renforcements, égale à 1.5.

2.6.3 Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement (P_f)

La détermination du frottement mobilisable dans les éléments de renforcement (P_f) constitue un paramètre essentiel dans la conception des ouvrages de génie géotechnique renforcé, tels que murs de soutènement en terre armée ou fondations renforcées. En effet, le frottement est un élément indispensable au bon équilibre du système, en venant relayer le mécanisme de transmission des efforts entre sol et éléments de renfort.

Voici donc la formule générales à respecter pour le calcul du frottement mobilisable (P_f) :

$$P_f = L_e . \varphi . F^* . \alpha . c . R_c . \sigma_v \qquad (2.8)$$

φ: un facteur de résistance au frottement sol/armatures,

c: un coefficient géométrique prenant la valeur de 2 pour un renforcement en barres, en grille ou en plaques ;

$$\sigma_v = \gamma Z + \Delta\sigma_v \qquad (2.9)$$

α: Un coefficient de correction tenant compte d'un effet d'échelle, déterminé à partir du (tableau 2.4).

Notons que la contrainte verticale σ_v intervenant dans l'équation (2.8) ne fait pas intervenir la surcharge q, soit :

F^*: désigne un facteur de frottement donné empiriquement par un abaque

(Figure 2.15) en fonction de la profondeur et du matériau du renforcement.

L_e: est la longueur du renforcement dans la zone résistante, pour les renforcement métalliques (voir figure 2.16.a) et pour les renforcements géo-synthétiques

(Voir Figure 2.16.b) :

$$L_e = L - L_a \qquad (2.10)$$

Avec :

$$Z+ (H_1 - H) > \frac{H_1}{2}, L_a = 0.6H_1 - \left\{\frac{z+(H_1-H)}{H_1}\right\}(0.6H_1) \quad (2.11)$$

Sion : $L_a = 0.6H_1$

Où :

L_a: est la longueur du lit de renforcement dans la zone active ;

L : est la longueur totale du lit de renforcement, elle est calculé par les formules suivantes :

$$L=\frac{(H-Z)}{\tan(45+\frac{\varphi_r}{2})} + \frac{FS_{(p)}\gamma_r K_a Sv Sh}{\gamma_r z \tan\varphi_u} \quad (2.12)$$

Avec :

$FS_{(p)}$: Facteur de sécurité concernant le calcul de la longueur totale du lit de renforcement qui

Est égale à 1.5 ;

w : largueur des armatures de renforcement ;

γ_r: Poids volumique du remblai de renforcement ;

φ_r : Angle de frottement du remblai de renforcement ;

φ_u: Angle de frottement sol/armature ;

Sv: espacement verticale entre les armatures ;

Sh : espacement horizontal entre les armatures.

Tableau (2.4). Valeurs du coefficient α (AASHTO, 2017)

Types de renforcements	Valeurs de α
tous renforcements métalliques	1.0
géogrides	0.8
géotextiles	0.6

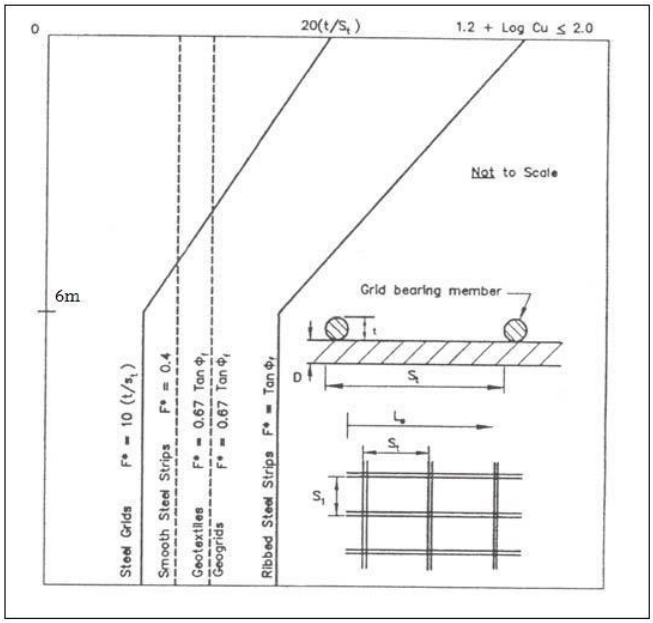


Figure (2.15). Les valeurs par défaut du facteur de frottement F* (AASHTO, 2017)

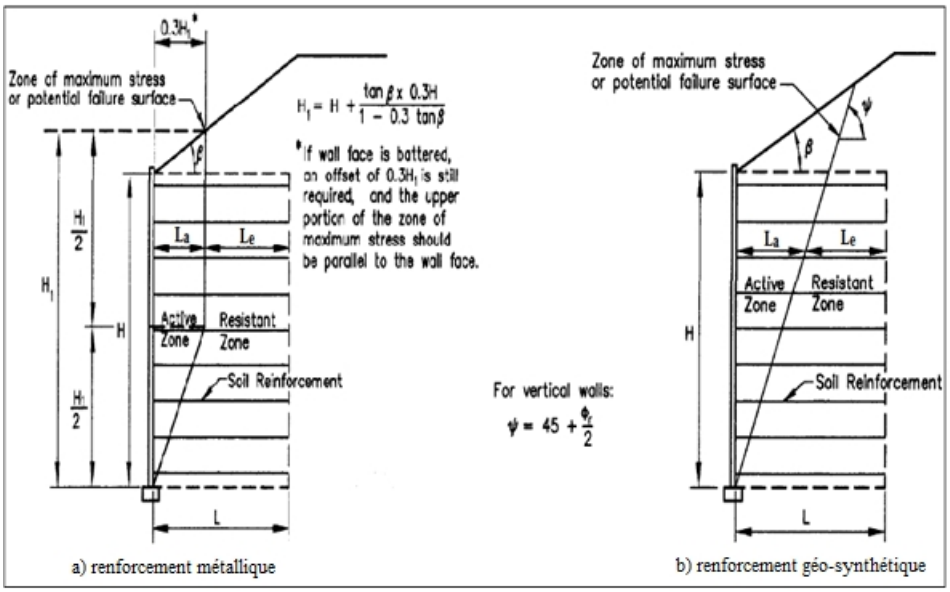


Figure (2.16). Emplacement de la surface de rupture potentielle pour la stabilité interne **[5].**

2.6.4 Vérification de l'interaction sol-lit (adhérence)

$$T_{max} \leq P_f \qquad (2.13)$$

Où :

T_{max} : est l'effort de traction maximale dans les lits de renforcement déterminé à partir de l'équation (2.2) ;

P_f : est l'effort d'interaction sol-lit de renforcement, mobilisable dans les lits de renforcement,

Déterminé à partir de l'équation (2.8).

2.7 Stabilité externe

La stabilité externe est analysée comme une stabilité de tout mur de soutènement (mur poids par exemple). La justification se fait à l'état limite ultime par rapport aux trois modes de ruptures possibles soit à la capacité portante du sol de fondation, au renversement et au glissement à la base du mur la figure (2.17).

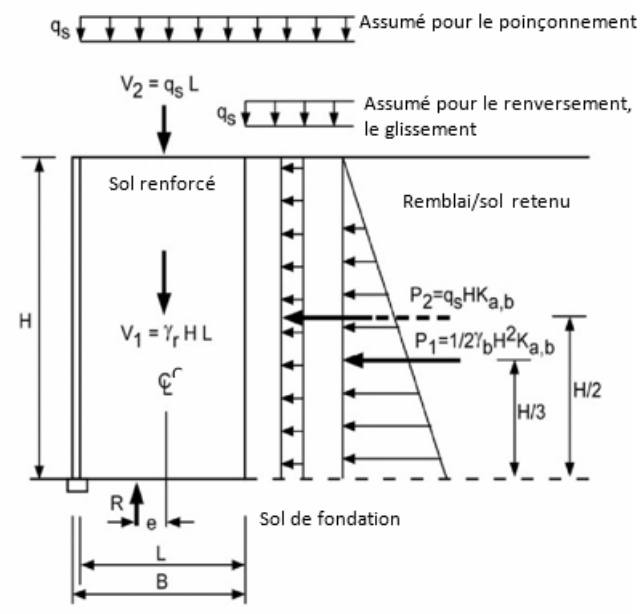


Figure (2.17). Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et les forces

Supposées pour l'analyse de la stabilité externe (AASHTO, 2012) **[5].**

2.7.1 Détermination des pressions des terres

Pour un sol sans cohésion, la poussée active (p_a) exercée sur un mur de hauteur H peut être calculée par la formule suivante :

$$\mathrm{p_a} = \frac{1}{2}\gamma \mathrm{k_a} \mathrm{H}^2 \qquad (2.14)$$

γ: La densité volumique du sol.

H : est la hauteur du mur.

p_a:coefficient de poussée des terres calculé à partir de à la théorie des coins de Coulomb

- Pour les remblais horizontaux et en pente (Figure 2.18a.b)

$$\mathrm{k_a} = \frac{\cos\beta(\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi})}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \qquad (2.15)$$

- Pour les remblais brisés (Figure 2.18.c) :

$$\mathrm{k_a} = \frac{\cos\mathrm{B}(\cos\mathrm{B} - \sqrt{\cos^2 - \cos^2\varphi})}{\cos\mathrm{B} + \sqrt{\cos^2\mathrm{B} - \cos^2\varphi}} \qquad (2.16)$$

Où :

H : est la hauteur du diagramme de pressions des terres (Figure 2.19) ;

φ: angle du frottement du sol retenu .

β et B : l'inclinaison du remblai derrière le mur.

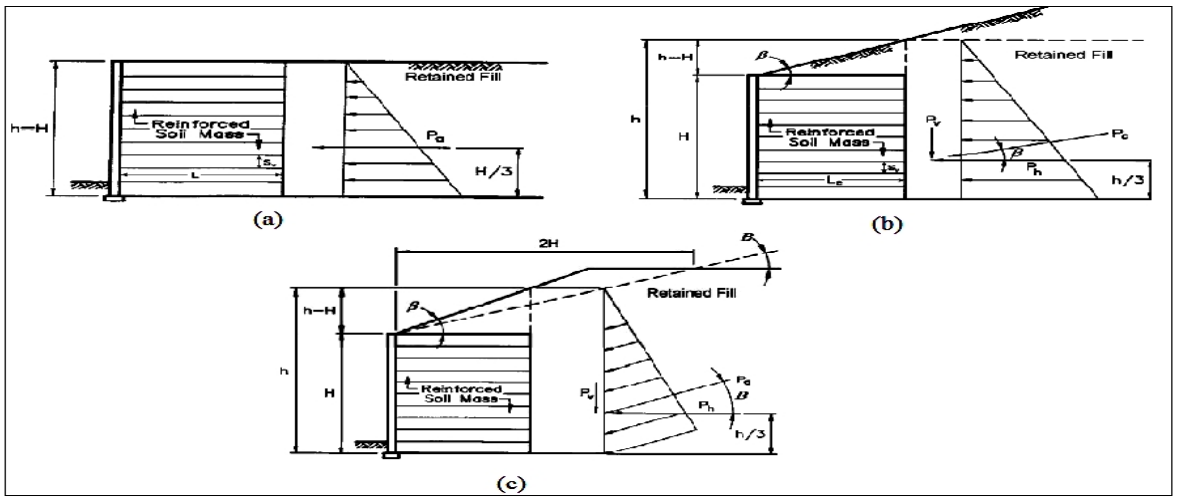


Figure (2.18). Schéma de calcul de la poussée due au poids des terres (AASHTO, 2017) **[21].**

2.7.2 Vérification vis-à-vis du glissement à la base du mur

Il est vérifié ici si le glissement à la base du mur est possible en constatant que la somme des forces verticales (en l'espèce les forces stabilisantes) est supérieure à la somme des forces horizontales (en l'espèce les forces motrices) avec un coefficient de sécurité de 1.5 tout en négligeant la force de butée.

$$F_s(\text{glissement})=\frac{\sum F_v \tan\delta BC'}{\sum F_H}\geq 1.5 \qquad (2.17)$$

Où :

- F_H: Forces stabilisantes,
- F_v: Forces motrices,
- δ: Angle du point d'application de la pression des terres, égal à $\frac{2}{3}\emptyset$
- C': Cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, prise comme 0.67 C' où C' est la cohésion du sol de fondation,
- B : Longueur de la base du mur.

2.7.3 Vérification vis-à-vis du renversement du mur

Il est bon de relater que pour l'équilibre en renversement, le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants doit être supérieur à 1,5.

$$F_s(\text{renversement})=\frac{M_s}{M_r}\geq 1.5 \qquad (2.18)$$

À condition :

- F_s > 1.5 si on néglige la butée,
- F_s > 2 si on tient compte de la butée,

Où :

- M_s : Moments stabilisants,
- M_r: Moments renversants,

2.7.4 Vérification de la capacité portante du sol de fondation (poinçonnement)

La force de poinçonnement (Fs) est donnée par :

$$F_s(capacité\ portante)=\frac{q_{ult}}{\sigma_v}\geq 1.5 \quad (2.19)$$

Avec :

$$q_{ult}=C'N_c+0.5\gamma_f B'N_\gamma+N_f D_f N_q \quad (2.20)$$

Avec :

γ_f : Poids volumique du sol de fondation ;

C' : Cohésion du sol de fondation ;

D_f : La fiche dur mur ;

B' : Longueur de la base du mur.

2.8 La stabilité globale (stabilité d'ensemble)

La méthode consiste à vérifier que pour toute surface de rupture isolant un bloc, l'ensemble des actions tendant à faire glisser ce bloc est équilibré par l'effet des lits de renforcement coupés par la surface de rupture ainsi que par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci. La traction maximale mobilisable dans un lit de renforcement au point où celui-ci est coupé par une surface de rupture est limitée par :

- sa résistance,
- le frottement sol,
- renforcement qui peut être mobilisé au-delà de cette ligne,
- la résistance du parement au point d'accrochage augmentée du frottement mobilisable sur l'armature entre celui-ci et la surface de rupture étudiée. Pour de plus amples information voir (AFNOR, 1998)

2.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse sur les méthodes calcul des ouvrages en terre armée en sol renforcé qui regroupe définition, les principes et mécanisme de rupture, Dispositions constructives générales ainsi Analyse les stabilités rapport avantages par rapport au soutènement classique et large variété d'application dans diffèrent, domaine l'application de ce procédés de renforcement des sols est considérables développés a travers le monde dans le domaine géotechnique. Ainsi, la conception des ouvrages en terre armée repose sur une combinaison cohérente entre théorie, normes et pratique, garantissant stabilité, durabilité et performance.

Chapitre 3 : présentation du site étudier

3.1 Introduction

Dans le cadre de la réalisation du LOT N°1-2 de la 4 Emme rocade entre l'échangeur hanacha et l'échangeur RN1 (route nationale 1) Berrouaghia sur 33 KM. Le terre armée 46+60 est prévu en sol renforcé à parement béton, par le système Macres, développé par l'entreprise Maccaferri. Ce chapitre contient la description des unités géologie générale et géotechniques ainsi que la caractérisation géologique et géotechnique détaillée du tronçon entre les pk 44+000 – 47+000 du tracé autoroutier du LOT 1.2 de la 4ème Rocade d'Alger, entre la pk 33+900 et l'échangeur RN1 (Berrouaghia).

3.2 Situation de projet

La zone d'étude est située dans la ville d'oued Bouachra province de Médéa au PK 44+000-47+000 et pk 33+900 RN1. (La figure 3.1) extraite de Rapport Géotechnique. Ce projet visa relier khemis Miliana a bordj bouarraridj sur une distance de 262 Km.

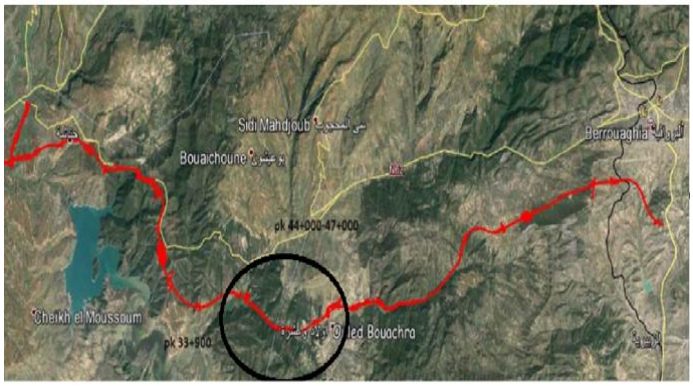


Figure (3.1). Situation de la zone d'étude**.**

3.3 Présentation géologique générale du site

3.3.1 Cadre géologique

La région dans laquelle le tracé autoroutière de la rocade est localisé se trouve dans le Tell Méridional, notamment dans la résion du literie wilaya de Médéa. Elle englobe dans sa partie occidentale une partie du Bassin du Cheliff et dans sa partie orientale les nappes telliennes de la région et leur soubassement autochtone ou sub-autochtone dit des Bibans Plus en détail, la zone du projet peut être subdivisée en deux ensembles structuraux principaux, Un ensemble

Inférieur formé de nappes telliennes et de leur soubassement autochtone et su autochtone.Un ensemble supérieur post-nappe. L'ensemble supérieur est discordant sur l'ensemble inférieur. Le lot 1.2 se trouve presque entièrement au sein des terrains d'âge Crétacé de l'ensemble Inferieur composé par le soubassement des nappes telliennes (sub-autochtone des Bibans) et, pour une portion subordonnée, dans et le terrain de l'ensemble supérieure, d'âge Miocène et post Miocène, post-nappe.

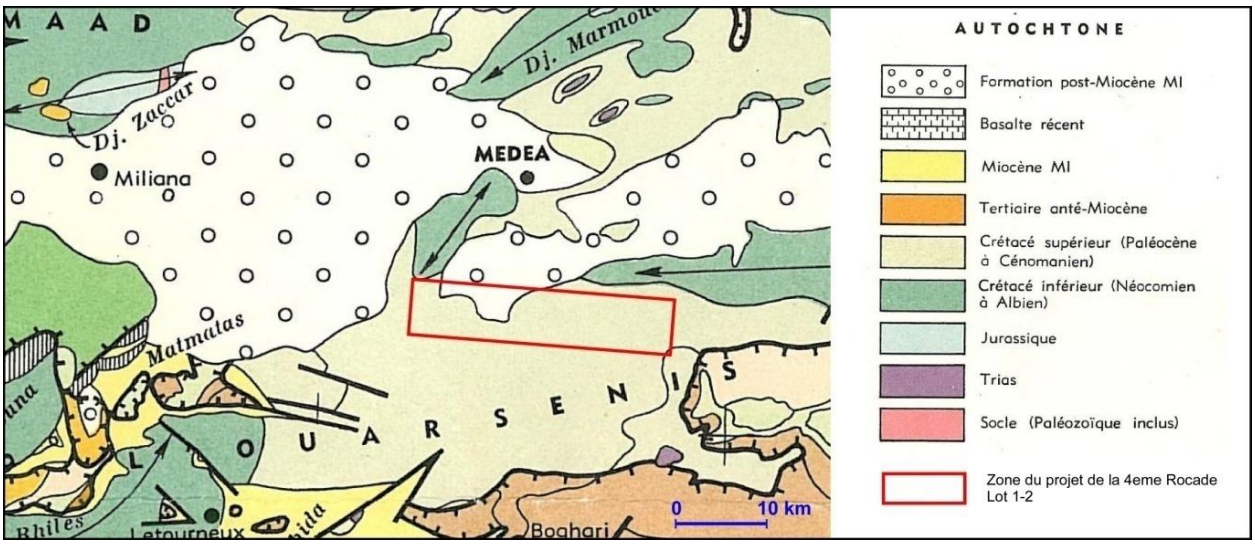


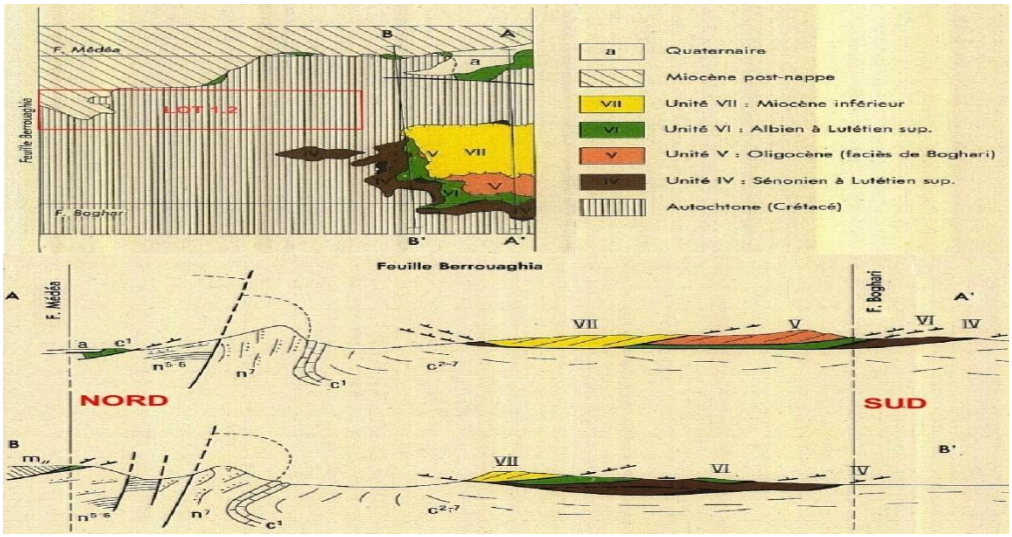
Figure (3.2). Extrait de l'Esquisse Tectonique de l'Algérie à l'Echelle 1 :1.000.000 avec la légende des terrains Autochtones et indication de la zone du projet

3.3.2 Géologie structurelle

Du point de vue structurel, la région d'étude se trouve dans la chaine de l'Atlas du Nord de l'Algérie, au sein des Nappes telliennes.

Dans le secteur d'intérêt, le Nappes telliennes sont caractérisées par un domaine autochtone/su autochtone/parautochtone référable au Crétacé, surmonté par des nappes de charriage (allochtone) qui entraînent différents successions sédimentaires d'âge Crétacé inférieur - Miocène inférieur (Unité IV, Unité V, Unité VI, Unité VII en figure3.2). Après la mise en place des nappes allochtone, l'évolution du secteur continue avec la déposition de faciès Miocène (Miocène post-Nappe) qui vont se disposer sur les unités autochtones/sub-autochtones/parautochtone comme sur les unités des nappes de charriage.

Cette zone est une zone compressive, marque par des plis serrés, chevauchèrent, failles inverses parfois décrochâtes, centraient failles sont associées a une sismicité modérée a élevée.



Figure(3.3). Esquisse tectonique et coupes transversales annexes au Feuil 110 – Berrouaghia, de la Carte Géologique de l'Algérie au 50.000^{eme}. Le cadre rouge dans l'esquisse tectonique indique l'area du lot 1.2 couverte par le feuil géologique.

3.3.3 Hydrogéologie

Du pont de vue hydrogéologique, les terrains présents dans le couloir de projet sont généralement caractérisés par un degré de perméabilité bas à très bas, vis-à-vis du caractère principalement marneux des formations rocheuses du substratum et de la granulométrie argileuse des terrains superficiels de couverture**.**Le long du tracé du Lot 1-2 on peut considérer la possible présence des suivantes conditions.

- **Hydrogéologiques, c'est-à-dire** :
  - type d'aquifères,
  - niveau de la nappe,
  - circulations
- **Hydrogéologiques possibles :**

Dans les terrains superficiaux de type colluvions et dans la partie plus altérée du substratum rocheux sous-jacente, est possible la présence d'une nappe superficielle, avec niveau d'eau quelques mètres au-dessous de la surface topographique, et en tout cas comprise dans

l'épaisseur des terrains superficiaux. Le régime de cette nappe hydrogéologique peut être saisonnier, en raison de la pluviométrie locale et compte tenu d'une alimentation pour recharge directe par les pluies. Dans ce type d'aquifère on rencontre, le long du tracé, une série de puits/citernes superficiels, de profondeur quelques mètres de profondeur.

3.3.4 Géomorphologie

La morphologie du secteur de projet du lot 1-2 est fortement influencée par la litho stratigraphie des terrains affleurâtes et par les structures tectoniques. Les secteur d'affleurement des formations Crétacées sont caractérisés par une morphologie abrupte avec incisions des vallées à pendage moyenne à raide en fonction de la lithologie (marnes/pélites ou calcaires/grès) et de la pendage des couches. Par contre les zones collinaires développées sur les terrains marneux-gréseuses d'âge Miocène sont plus douces et les versants moins inclinées. La direction des incisions, et des Oueds principaux et des affluentes, es fortement influencée par les structures géologiques (plis et failles) principales présentes dans la zone.

3.3.5 Sismicité

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes Applicables au domaine des ouvrages d´arts RPOA 2008", élaboré par le CTTP et le CGS (centre National de recherche appliquée en génie parasismique), divise le territoire algérien en cinq (05) Zones de sismicité croissante, soit:

- **Zone 0** sismicité négligeable ;
- **Zone I** sismicité faible ;
- **Zone II a et II b** sismicités moyenne ;
- **Zone III** forte sismicité ;

Dans la figure suivante on indique la distribution de la zone dans les wilayas intéressées par le projet de la Rocade (Médéa et Ain Defla), ou on peut observer que le tracé du lot 1-2 est entièrement compris dans la zone IIa (sismicité Moyenne)

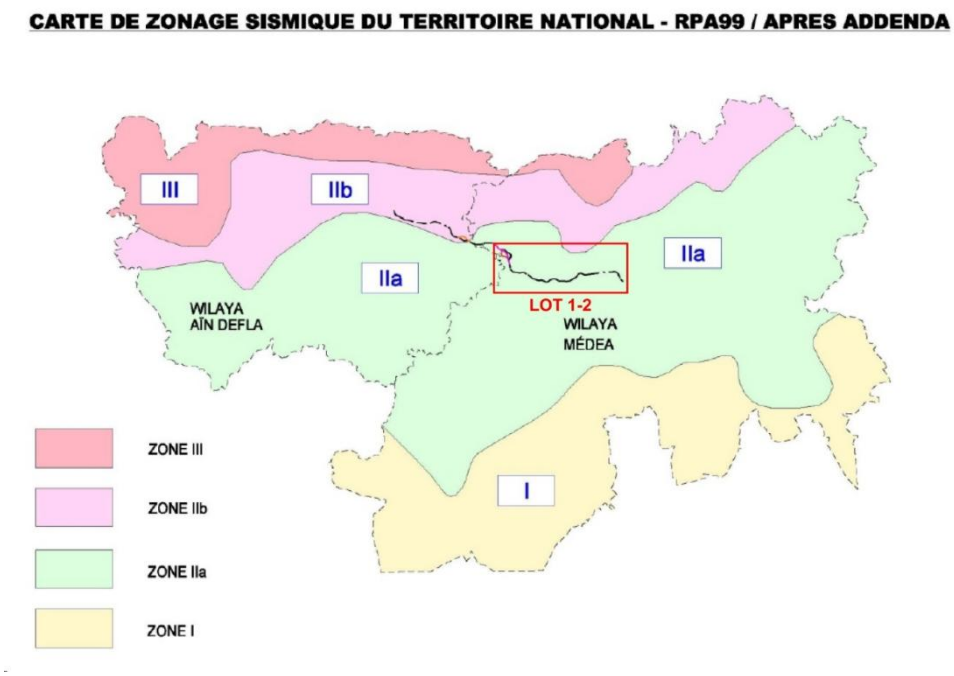


Figure (3.4). Extrait de la carte du zonage sismique de l'Algérie – wilayas de Médea et Ain Defla

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après :

- Groupe 1 : Ouvrages d'importance stratégique ;
- Groupe 2 : Ouvrages de grande importance ;
- Groupe 3 : Ouvrages d'importance moyenne.

Tableau (3.1). Coefficient d'accélération (A) pour les différentes zones sismiques et groupes d'ouvrages

groupe	zone			
	I	IIA	IIB	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	**0.20**	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone IIb/IIa qui correspond à une zone de sismicité moyenne, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2). L'infrastructure est occupée par un faciès ferme, donc classé catégorie S2.

A partir de ces données, les coefficients d'accélération pour le lot 1-2 entre les PK 33+900 et

67+200 de l'autoroute est A = 0.20 g.

Depuis les règles parasismiques algériennes RPOA 2008, d'un point de vue des caractéristiques

Litho stratigraphique et sismique des terrains où est prévue la réalisation de l'ouvrage, on distingue les catégories suivantes :

- Catégorie S1: (site rocheux), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, VS > 800 m/s ;
- Catégorie S2: (site ferme), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de Cisaillement, VS > 400 m/s à partir de 10 m de profondeur ;
- Catégorie S3: (site meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, VS > 200 m/s à partir de 20 m de profondeur ;
- Catégorie S4: (site très meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement, VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres ;

La catégorie sismique des sols sera déterminée sur la base des résultats des reconnaissance

Sismique (tomographie par réfraction) prévues dans la présente phase du projet.

3.4 Diagnostic sur site

En Algérie l' echangeur hanacha et l'echangeur RN1 (route nationale) Berrouaghia sur 33 KM , La zone d'étude est située dans la ville d'ouled bouachra,les ouvrages en Terre Armée sont très largement employés dans la construction de murs de soutènement, de chaussées routières et de voies ferrées ainsi que d'aménagements hydrauliques, en raison de leur capacité à supporter des charges très importantes tout en garantissant une certaine résistance aux mouvements du sol,

ils participent à la stabilisation des infrastructures. Mais il n'en demeure pas moins qu'après plusieurs exercices, ces ouvrages peuvent être vulnérables à divers agents de dégradations qui sont :

- Les conditions climatiques : (pluies intenses, variations de température) pouvant affecter le drainage et la stabilité du sol.
- La corrosion des armatures métalliques : qui affaiblit leur capacité portante.
- Les mouvements du sol : liés aux charges appliquées ou aux phénomènes géologiques.
- Les déformations du parement : un mauvais compactage du remblai.



Figure (3.5). Présentation du site.

3.5 Description de la solution technique proposée

Le principe de fonctionnement proposé par le système Macres se base sur le frottement entre les armatures linéaires en polymère et le remblai structurel. La nature du matériau de remplissage du massif en terre armée et ses caractéristiques physiques (angle de frottement, cohésion et poids spécifique) sont par conséquent des facteurs importants dans le dimensionnement de l'ouvrage. La longueur, la section et le nombre de renforts en géo synthétiques en interaction avec le remblai sont calculés en fonction de la poussée du terrain et des surcharges éventuellement présentes sur le massif.

Les renforts sont dimensionnés de manière à reprendre en adhérence et en traction les Efforts générés par le terrain. **[20]**



Figure (3.6). Réalisation finale en terre armée. **[20]**

Le choix d'une solution avec la technologie Macres apporte les principaux avantages suivants :

- Une plus grande économie par rapport à une solution traditionnelle en béton armé sur piles dans le cas de culées de pont et de murs en retour;
- Rapidité et simplicité d'exécution;
- Esthétique plus agréable et meilleure intégration dans l'environnement;
- Très bon comportement vis-à-vis de sollicitations sismiques.

- Grande fiabilité en zone sismique de par ses caractéristiques de ductilité;

3.6 Géologie de détail du trait pk 44+000 – 47+000

La description détaillé de la géologie et de la stratigraphie de ce tronçon est faite à l'aide et des données de la cartographie géologique de projet annexe, et des investigations géologiques directes et indirectes réalisées pour le projet.

3.6.1 Investigations géologiques

Dans la suite on décrit les investigations géologiques réalisées dans les différentes phases du Projet: APS- Avant-projet Sommaire, APD Avant-projet Détaillé, et dans la présente phase de Préparation du Dossier d'Exécution (DEX). Les investigations sont constituées pour les suivantes typologies:

- Sondages carottés
- Puits d'exploration
- Lignes sismiques

Autres investigations (forages pressiometriques, DPSH)

dans la partie des sondages carottés de la phase DEX on a réalisé des essais de perméabilité Type Lefranc et Lugeons avec le but d'obtenir des données sur le degré de perméabilité des terrains et roches.

3.7 Reconnaissance géotechnique

3.7.1 Essais in situ

Les résultats des essais réalisés sur site dans les différentes campagnes de Reconnaissance du tronçon en objet, c'est-à-dire : essais pénétrométriques (SPT et dynamiques),Essais pressiométriques Menard, essais de perméabilité,

a) Essais SPT

Dans les figures (3.7) sont représentés les valeurs des essais pénétrométriques SPT par rapport à la profondeur et à l'unité géotechnique (on été représenté seulement les unités avec un nombre d'essais supérieur a 1).

La distribution des données dans le deux graphiques indique, avec une certaine confiance, que pour l'UG11-13-14 et Ug3-5_a il s'agit de matériaux caractérisés par alternances de niveaux plus consolidé et moins consolidés, peu influencée par la profondeur mais plutôt par la stratigraphie originaire des couches analysées.

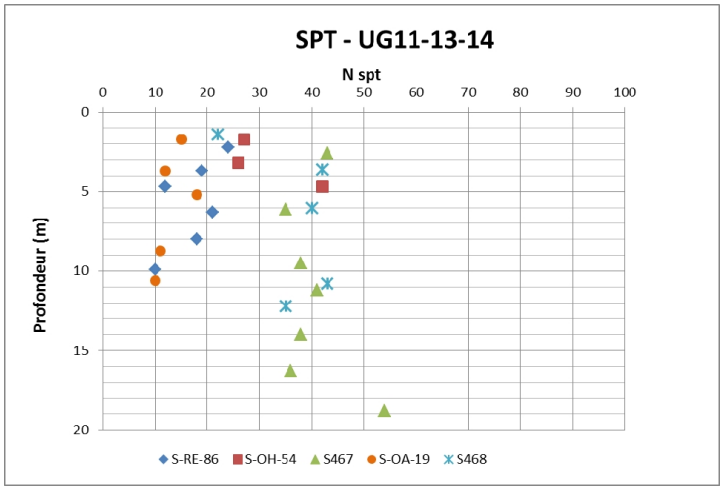
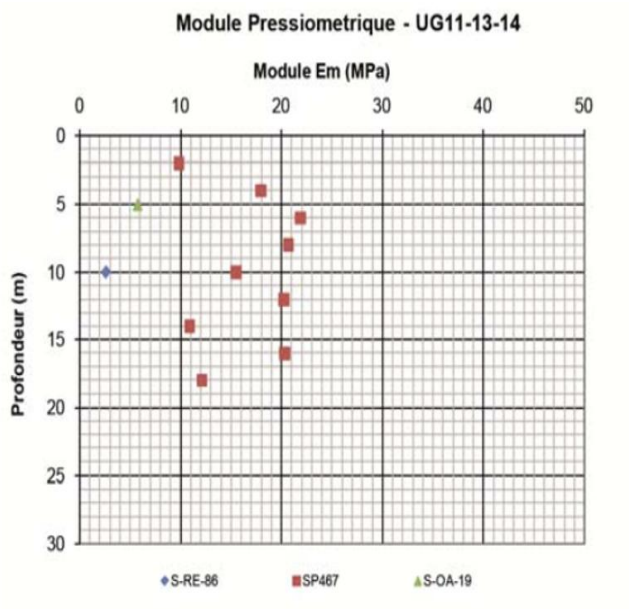


Figure (3.7).Graphiques des essais pénétrométriques SPT pour les unités géotechniques Ug11-13-14 et Ug3-5_a dans le trait pk en question.

b) Essais pressiométriques

la figure (3.8) suivants présentent les données des essais pressiométriques sous forme de Graphiques (profondeur/module pressiométrique), divisés par unité géotechnique.



La figure (3.8). Présentent les données des essais pressiométriques

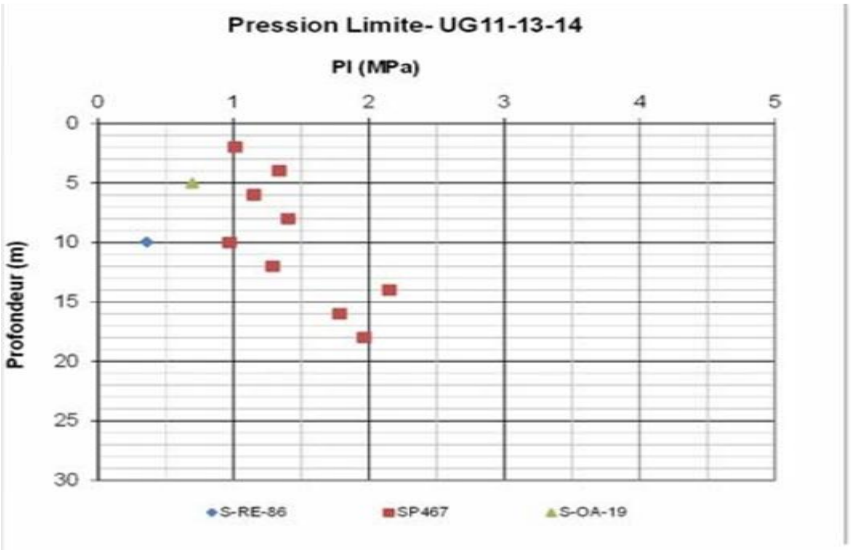


Figure (3.9).Résultats des essais pressiométriques par unité géotechnique dans le tronçon en objet.

c) Essais de perméabilité

Les essais de perméabilité Lugeon et Lefranc effectués dans le tronçon en objet ont donné les

Résultats indiquées dans le tableau suivant.

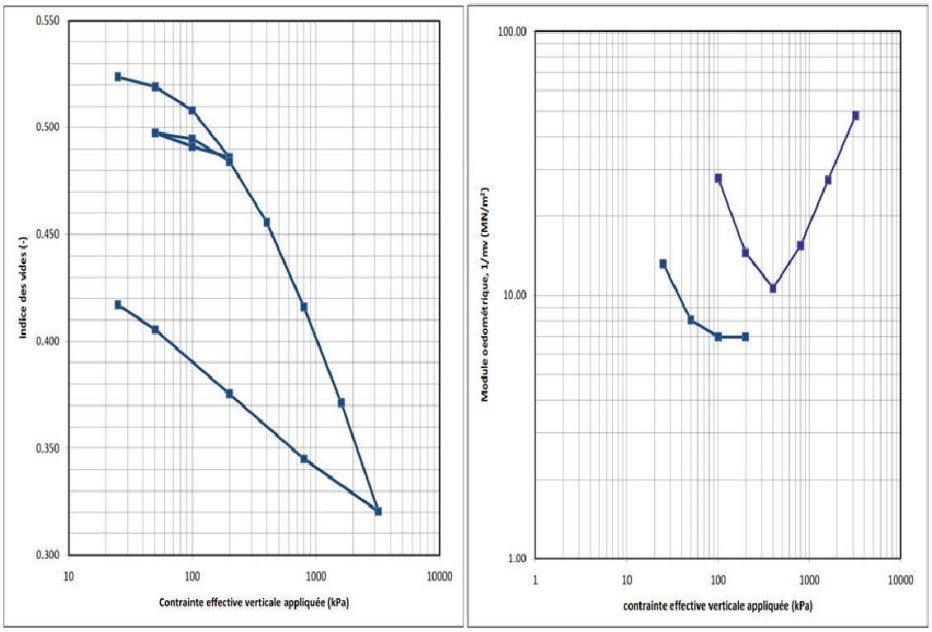
Tableau (3.2).Résultats des essais de perméabilité dans les sondages du tronçon en objet (type CV = essai a Charge Variable

	Essais LUGEON					Essais LEFRANC			UG
	Forage	Profondeur essai		UL	K (m/s)				
PK		De m	A m			Prof (m)	K (m/s)	type	
46+060	S-OA-19					9.3	4,23E-04	cv	Ug11-13-14
46+060	S-OA-19					13.4		cv	Ug3-5_a
46+060	S-DE-22	12.7	15.7	24.04	3,13E-06				Ug6

3.7.2 Essais de laboratoire

a) Essais œdométrique

Les graphiques successifs montrent la variation de l'indice des vides (e) et du module œdométrique (M) par rapport aux contraintes appliqués pendant l'essai.



Figure(3.10) .Résultats essai œdométrique - Sondage S-RE-86 – pk 44+475 – EP1 prof. moyenne 5.2m

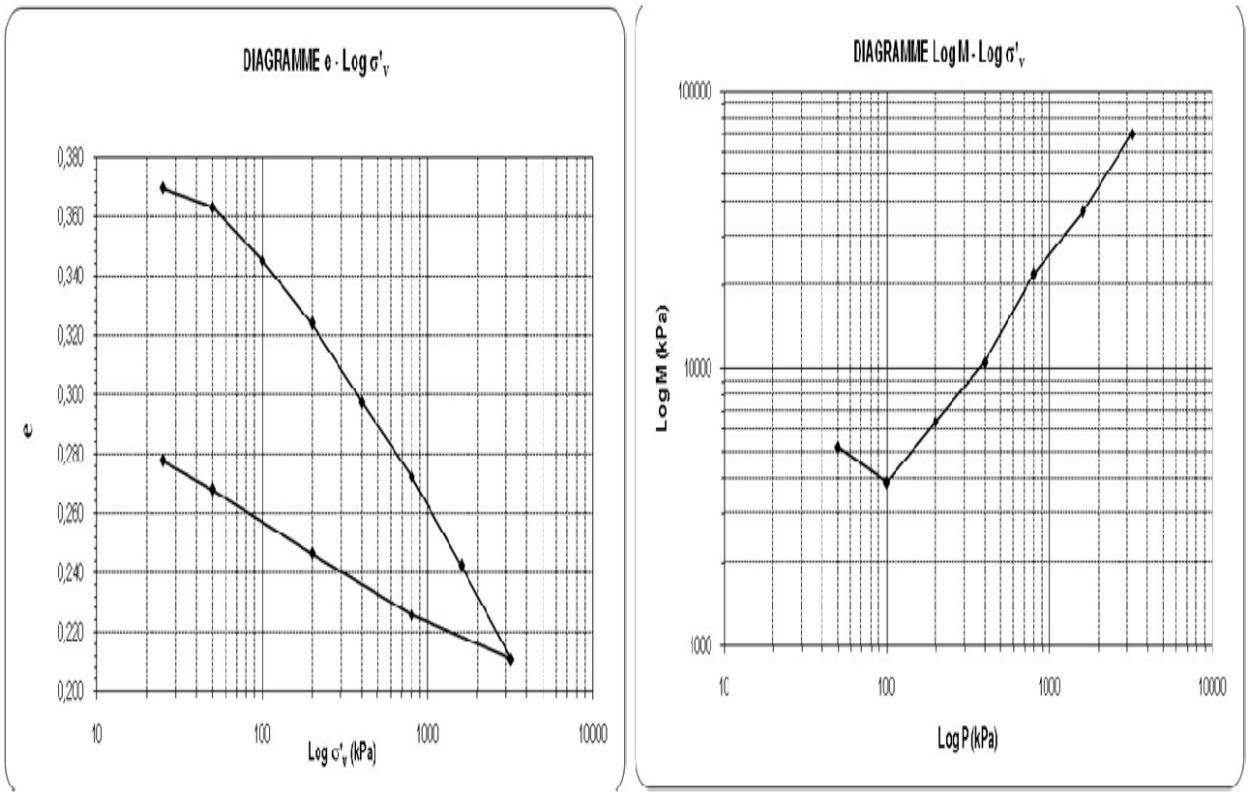


Figure (3.11).Résultats essai œdométrique- Sondage S-OH-54 – pk 45+560 – EP2 prof. Moyenne 5,4 m

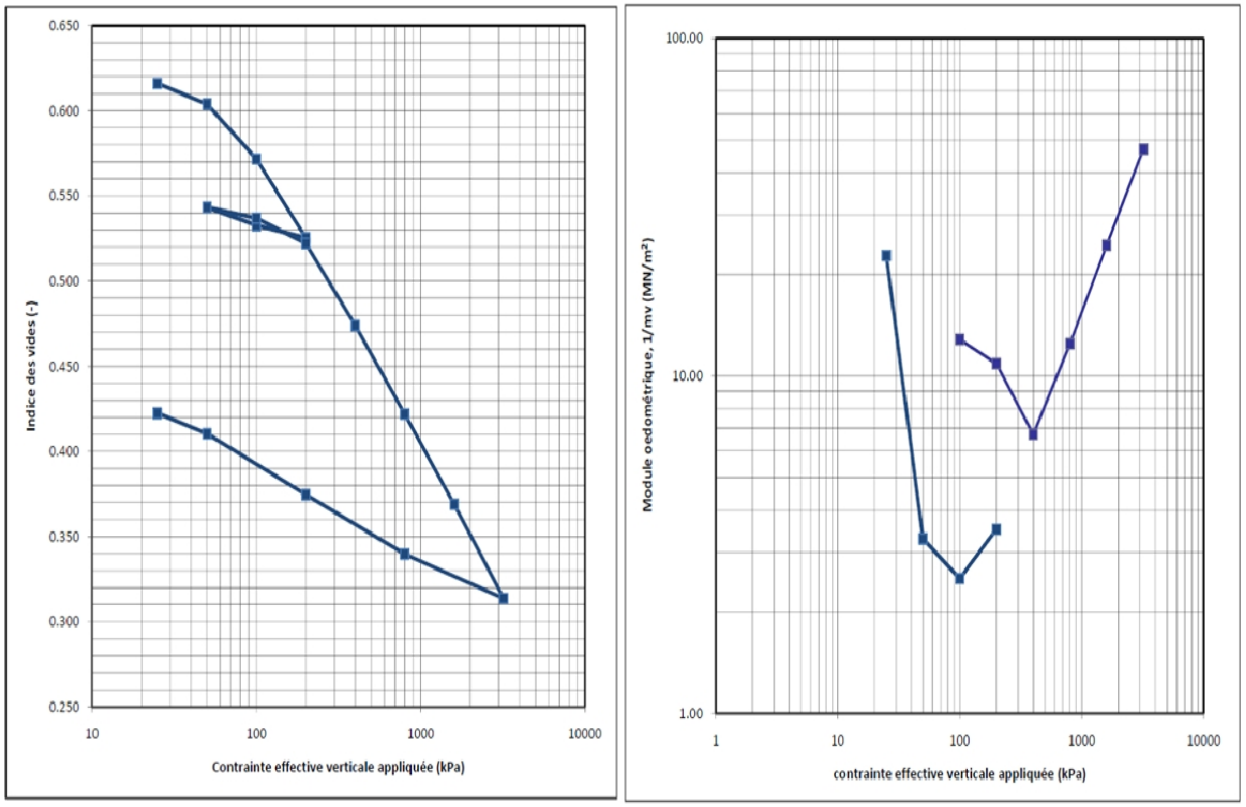


Figure (3.12).Résultats essai œdométrique- Sondage S-OH-55 – pk 46+630 – EP1 prof. Moyenne 3,6 m.

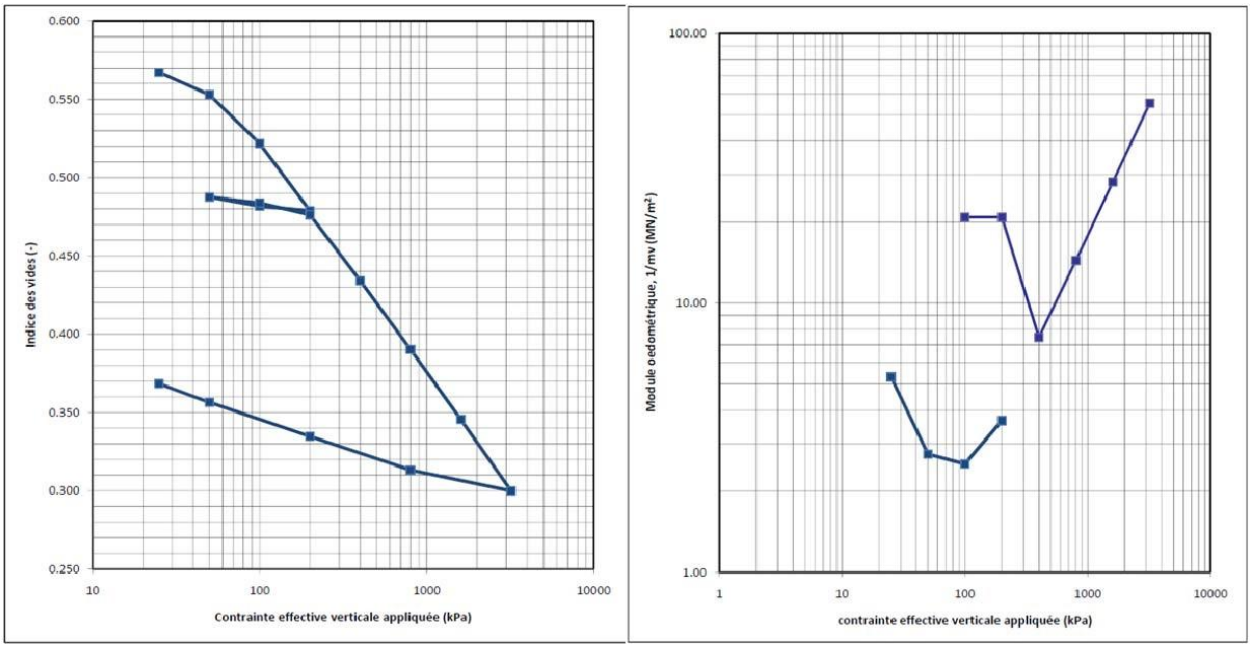


Figure (3.13).Résultats essai œdométrique- Sondage S-DE-88 – pk 46+900 – EP1 prof. Moyenne 3,2 m.

3.8 CARACTERISATION GEOTECHNIQUE GENERALE DU TRONÇON ENTRE LES PK 44+000 – 47+000

Le tronçon en objet est caractérisé par la présence des unités géotechniques suivantes (des terrain Les plus récents aux plus anciens) :

- UG 11-13-14 : terrains a granulométrie principalement argileuse, parfois limoneuse et/ou sableuse et localement avec niveaux graveleux, faisant partie des dépôts superficiels d'origine alluvionnaire (Unité Géologique 11), colluviale (Unité Géologique 14) et des dépôts Colluviaux et Alluviaux inter stratifiés (Unité Géologique 13); le comportement mécanique est celui-là des terres cohésives.
- UG 7 : conglomérats et grès du Miocène faisant partie de l'Unité Géologique 7; le comportement mécanique est celui-là des roches tendres a dures, et parfois de terres incohérentes, dans le cas où ils ne sont pas cimentées.
- UG 6_a-8 : portion superficielle altérée et argilifère des marnes gris d'âge Miocène (Unité Géologique 6) et niveaux de marnes, argiles, limons et sables de l'unité 8 présents en dessus des mêmes marnes gris; le comportement mécanique est celui des terres cohésives.

- UG 6 : marnes gris du Miocène (Unité Géologique 6) dans la portion saine en dessous de la couche d'altération/aridification superficielle; le comportement mécanique est à la limite entre des terres cohésives et des roches tendres a très tendres.
- UG 3-5_a : Portion très fracturée et altérée, parfois argilifiée, des marnes avec couches de calcaires marneux d'âge Cénomanien (Unité Géologique 3) et d'âge Coniacien –Sénonien. (Unité Géologique 5); le comportement mécanique est à la limite entre des terres cohésives et des roches tendres fracturées.
- UG 3-5 : marnes avec couches de calcaires marneux d'âge Cénomanien (Unité Géologique 3) et d'âge Coniacien – Sénonien (Unité Géologique 5), dans la portion rocheuse saine et avec un degré de fracturation ordinaire; le comportement mécanique est celui de roches tendres fracturées.

3.9 Paramètres géotechniques caractéristiques

Les valeurs des paramètres d'entrée utilisées sont indiquées dans le Tableau (3.3)

Tableau (3.3). Résumé des champs de variation des paramètres caractéristiques pour les unités géotechniques présentes dans le modèle géotechnique du pont 46,0.

UG	Généraux				Terres								Roches						
													Données RocLAB (H&B)					Résultats RocLAB (H&B)	
	Poids de volume naturel - γ	Coeff. de perméabilité K	Coeff. de poisson - ν	Module de Young - E	Poids de volume saturé - γh	Teneur en Eau - w	Indice plastique – Ip	Cohesion drainée - c'	Angle de frottement de pic - φ'	Cohesion drainée residuelle - c'r	Angle de frottement residuel - φr	Cohesion non drainée - cu	Resistance a compression uniaxiale roche intacte - σ_c	Module de Young roche intacte - E_r	Geological Strenght Index - GSI	mi	Disturbance Factor - D	Cohésion de la masse rocheuse - c'	Angle de frottement de pic de la masse rocheuse - φ'
	kN/m^3	m/s	-	MPa	kN/m^3	%	%	kPa	°	kPa	°	kPa	MPa	Gpa	-	-	-	MPa	°
UG11-13-14	18-21	1E-04 - 1E-03	0,33	20-50	19-22	11-18	12-22	15-20	25-28	0	17-20	180-230							
UG9	18-20	1E-07 - 1E-06	0,33	25-70	19-21	9-15	16-28	20-40	19-24	0	-	190-230							
UG9_g	19-21	1E-04 - 1E-03	0,33	130-170	20-22	16-18	-	0-10	36-38	-	-	-							
UG6_a-8	19-22	1E-08 - 1E-07	0,33	20-80	20-23	10-20	15-30	10-22	23-28	0	17-21	100-200							
UG6	23-24	1E-06 - 5E-06	0,33	300-400									18	4,3	50-55	7	0,5	0,110-0,146	49-50
UG3-5_a	23-25	1E-05 - 1E-04	0,33	40-150									10	1,4	20-30	7	0,5	0,032-0,047	27-33
UG3-5	24-26	1E-08 - 1E-06	0,33	600-800									21	6	55-60	7	0,5	0,207-0,268	45-47

3.9 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'une part d'extraire toutes les informations nécessaires ; la principale caractéristique géotechnique, géologique et environnementale influençant le choix et la conception du mur de soutènement en terre armée. Également le site de conception Les données recueillies sur le terrain, combinées aux études de sol et aux observations techniques, confirment l'adéquation de cette solution de soutènement face aux contraintes locales.Le recours à un mur en terre armée se justifie par sa souplesse, sa capacité à s'adapter aux mouvements du terrain, sa rapidité de mise en œuvre et son bon comportement mécanique à long terme. Les conditions du site, notamment la nature des matériaux en place, les charges appliquées, ainsi que la géométrie du terrain, ont été prises en compte pour proposer un dimensionnement optimal garantissant la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.



Chapitre 4 : Modélisation numérique



4.1 Introduction

La technique de la Terre Armée désigne un système de renforcement des sols, qui permet d'améliorer la stabilité des ouvrages géotechniques tels que les murs de soutènement, les remblais, ou encore les infrastructures de transport routières et ferroviaires. Cela repose sur l'interaction entre le sol et des armatures, souvent en polymères géo synthétiques (géo grilles, géotextiles en polyester ou polypropylène) ou en acier, qui permettent le soutien de charges lourdes et limitent les déformations.

La modélisation numérique est un outil essentiel de l'étude du comportement des ouvrages en Terre Armé, notamment pour procéder à des analyses des contraintes, des déformations, et des différents modes de rupture, PLAXIS est un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis, en usage courant dans ce type d'études.

Utiliser PLAXIS pour la Terre Armée permet :

- Une modélisation réaliste du sol et des interactions sol-structure.
- L'intégration de lois de comportement avancées pour le sol et les matériaux renforcés.
- La prise en compte de différents scénarios de charge (statiques et dynamiques).
- L'évaluation des facteurs de sécurité et des risques d'instabilité.

4.2 Simulation numérique

4.2.1 Présentation du modèle numérique

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un ouvrage mur de soutènement en (terre armée) renforcé par géogrilles ou géo synthétique. Le modèle a une hauteur de 8m. 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. Le modèle est composé de deux couches, un remblai renforcé par 11 nappes de gorilles est de hauteur de 14m, de longueur L= 30m.et le sol de fondation de hauteur h=10m et de 40m de longueur. Le renforcement de ce mur a été effectué par des nappes de géogrilles espacés de 0.75m en Vertical et horizontale s'étendent sur une longueur de : L= 10m. Un mur type à parement vertical, d'une hauteur de 8 m a été constitué d'éléments écailles en béton Prefabrique.dans le modèle 2D, Les paroi en Béton une section 1.5x1.5 + autre paroi pour

finitions 0.5×1.5. 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.Le Modèle étudié dans cette étude est le remblai routier de faible hauteur ; exposé à un chargement de trafic de 20 KPa (surcharge).

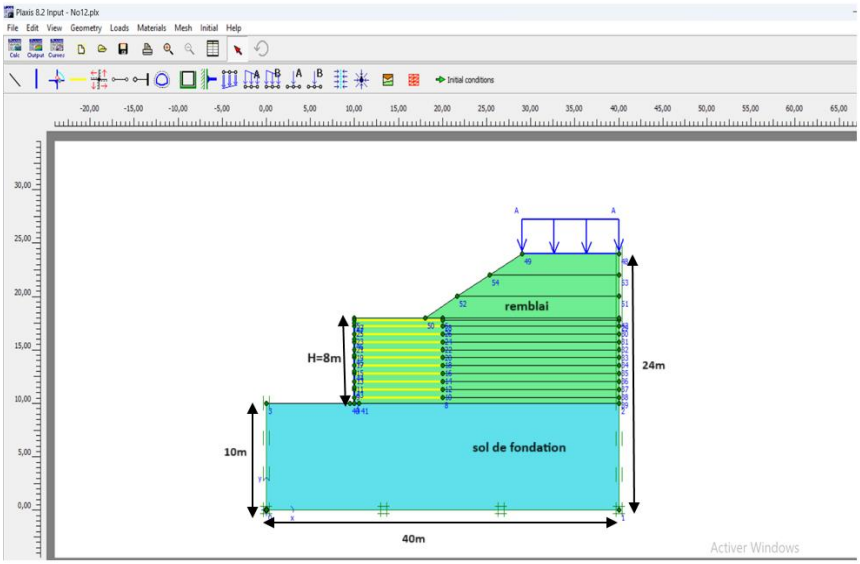
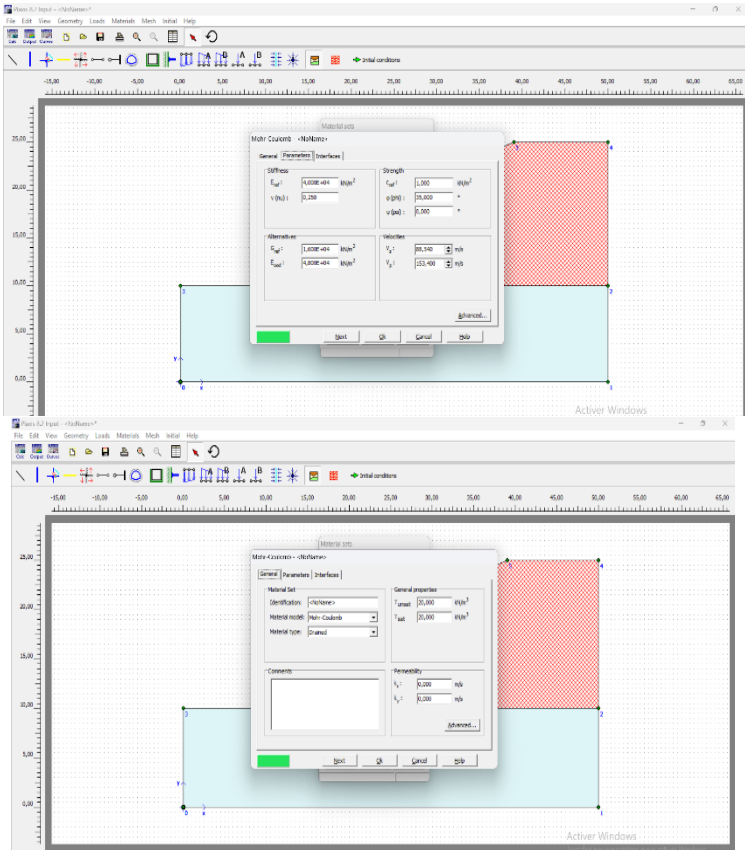


Figure (4.1). Géométrie du modèle de mur soutènement en sol renforcé. (Terre armée).

4.6.2 Caractéristiques des matériaux

a) Le sol :

Le modèle est constitué de deux sols différents remblai renforcé et le sol de fondation.(Figure 4. 10). Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres :Les paramètres élastique s (E : module d'Young, v : le coefficient de Poisson) et les paramètres Plastiques (φ : angle de fro ttement, c : la cohésion, et ψ : angle de dilatance)



(Figure 4.2). Les données des couches différentes remblai renforcé et sol de fondation.

Tableau (4.1) . Propriétés du sol.

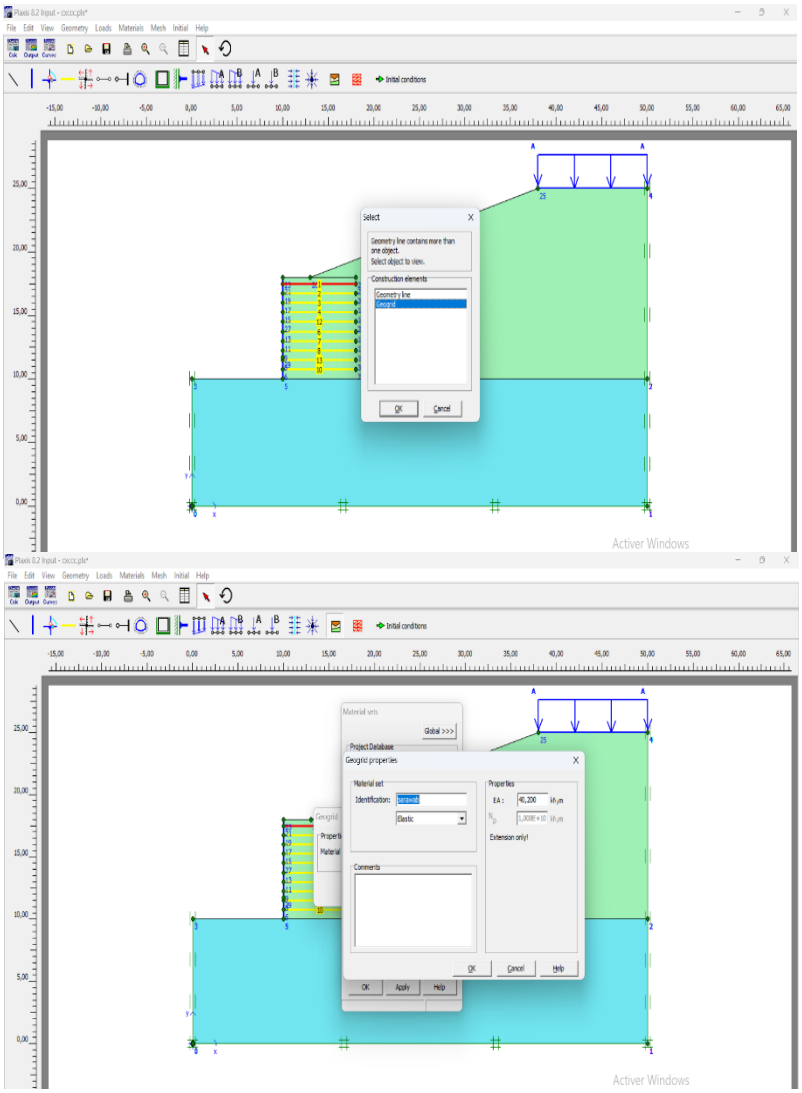
	Remblai	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Mohr coulomb
Angle de frottement φ (°)	35	25
Cohésion, c (kPa)	1	15
Angle de dilatance, ψ (°)	0	0
Poids spécifique γ (KN/m^3)	20	18
Module de Young E (KN/m^2)	30000	50000
Coefficient de Poisson v	0.25	0.33

b) renforcement paraweb en géo synthétique :

Les géo grilles sont modélisées en utilisant des éléments structurels appelés « geogrid » dansLe logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA.Les caractéristiques sont données dans le tableau (4.3) et la figure (4.11).Les renforts Paraweb sont constitués de fibres en polyester à haute ténacité revêtues d'une gaine protectrice en polyéthylène. Elles sont certifiées BBA, organisme de certification indépendant britannique :

- Renfort 2 : Paraweb 2D40
- ✓ Résistance à la rupture 40.2kN/m
- ✓ Largeur du renfort : 84mm
- Renfort 3 : Paraweb 2D50
- ✓ Résistance à la rupture 50.3kN/m
- ✓ Largeur du renfort : 90mm
- Renfort 4 : Paraweb 2D75
- ✓ Résistance à la rupture 75.4kN/m
- ✓ Largeur du renfort : 90mm
- Renfort 5: Paraweb 2D100
- ✓ Résistance à la rupture 100.54kN/m
- ✓ Largeur du renfort : 90mm

On a choisir paraweb 5 Pour calculer et dessiner des formes.



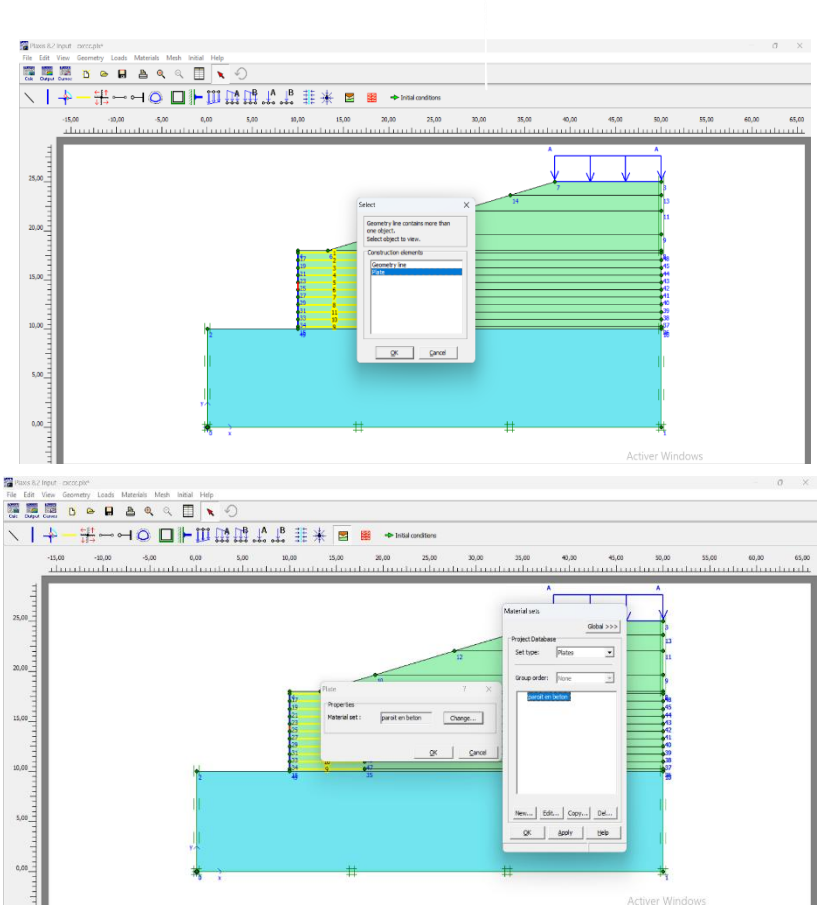
La figure (4.3). Saisie de données Les caractéristiques du géogrille.

Tableau (4.2). Propriétés du géo grille.

Modèle de comportement	Élastique			
Rigidité axiale élastique (kN/m)	1200	1600	2000	2400
Largeur du renfort (mm)	90	90	90	90
Longueur de renfort (m)	6	8	10	12

c) panneaux en béton préfabriqué :

Les panneaux sont modélisés en utilisant des éléments plaques représentés par l'objet « Plate » dans le code de calcul Plaxis 2D. Ils sont utilisés pour simuler des éléments structurels. Les caractéristiques du modèle sont représentées dans le tableau (4.4).les panneaux en béton préfabriqués du système MACRES ont une dimension standard de 1m50x1m50. Ils sont préfabriqués avec un béton de type XF1-XC4 selon la norme NF EN 206 et de classe de résistance C35/45. En fonction des sollicitations dans les armatures, certains panneaux seront en béton armé et certains seront non armés. Les armatures des panneaux en béton armé seront en acier de type Fe 500. Sur l'ensemble des arêtes communes à deux écailles béton, une bande de géotextile non tissé de 40cm de largeur sera apposée pour éviter tout passage de remblai au niveau de ces joints.



La figure (4.4) . Saisie de données des caractéristiques des écailles en béton.

Tableau (4.3). Caractéristiques des écailles en béton.

Paramètres	
Modèle de comportement	Elastique linéaire
Module d'Young (kPa)	40000000
Coefficient de Poisson	0.15
Masse volumique (kg/m3)	40

b) Semelle de réglage non armée :

La semelle de réglage à préparer sous les panneaux béton du système MACRES doit avoir une dimension minimale de 50cmx100cm et être réalisée en béton maigre de résistance à la compression ≥15 MPa

4.2.3 Génération du Maillage

La simulation informatique d'ouvrages géotechniques intègre une particularité de modélisation de terrain et de structure ainsi que la direction qui doit être calculée pour le volume d'intérêt. L'ingénierie moderne du génie civil et mécanique des sols utilise la mécanique des sols à travers Plaxis qui propose des solutions de calcul intégrant la méthode des éléments finis. L'une des étapes importantes du calcul prend en considération le maillage qui alimente la représentation avec des éléments finis sur lesquels les processus de calculs d'équilibres seront réalisés par des algorithmes de Résolution. Différents types de maillage ont des impacts sur l'exactitude des résultats, la convergence de leurs valeurs réalisées et la validité de la structure. Le maillage doit être amené à avoir une valeur classique pour un gain optimum sans coup de visage sans changement en fiabilité structurelle. De la même manière, le meilleur maillage en Plaxis, géométriquement distinct, constitue un terrain de reproduction, produisant des résultats sans ressortir des transformations de structures. Les systèmes Photoshop anonymes acquièrent des électrons manuellement ou par systèmes automatisés à condition que le maillage soit assez complexe.

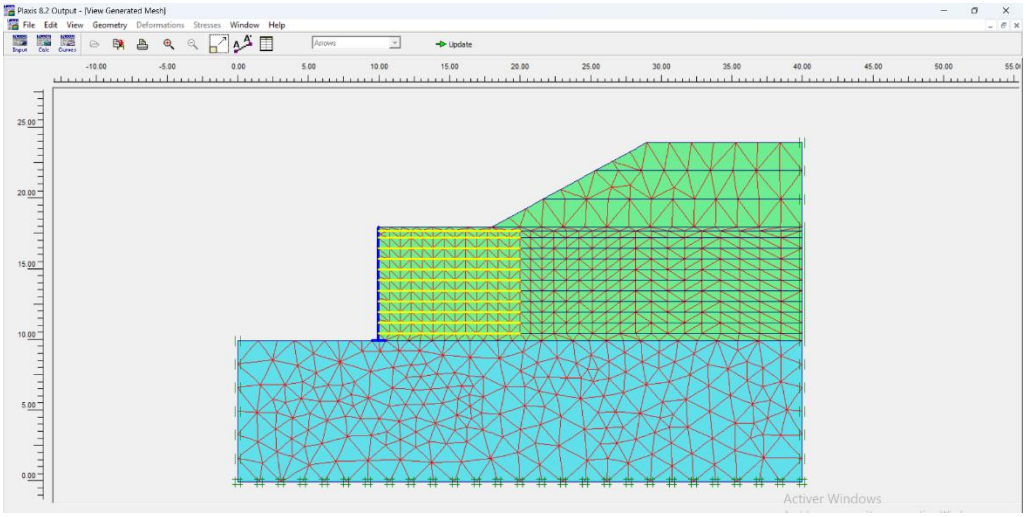


Figure (4.5). Modèle numérique (Le maillage.).

➢ **Les résultats :**

Afin d'étudier l'influence de la longueur de renforcement (paraweb) une étude paramétrique est effectuée en prenant en compte légale a 6m, 8m, 10m et 12m.

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (6m) :**

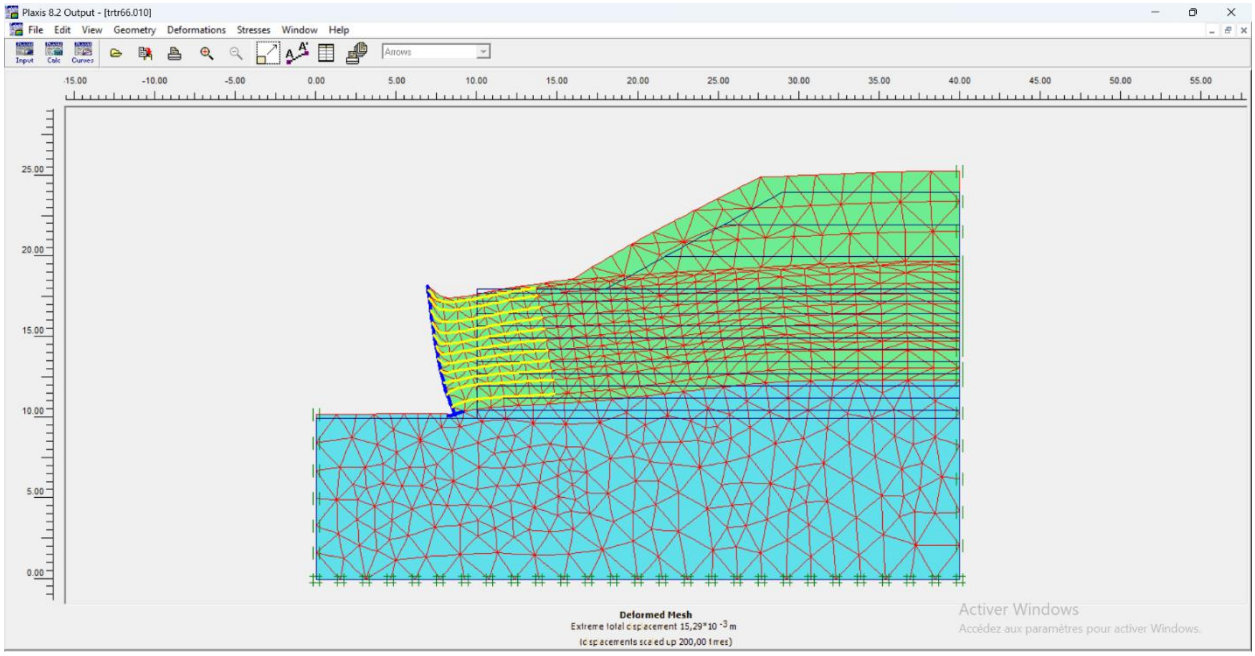


Figure (4.6).Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (paraweb).

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (8m) :**

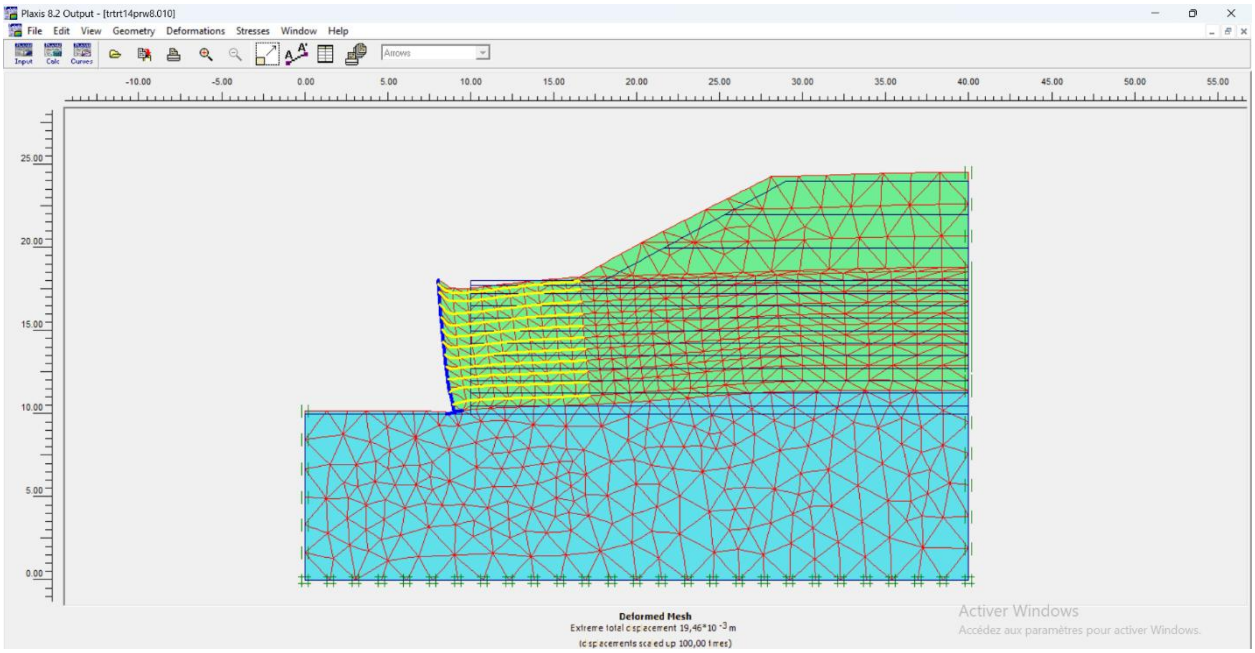


Figure (4.7).Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (paraweb).

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (10m) :**

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 notre modele de soutènement en terre armée.

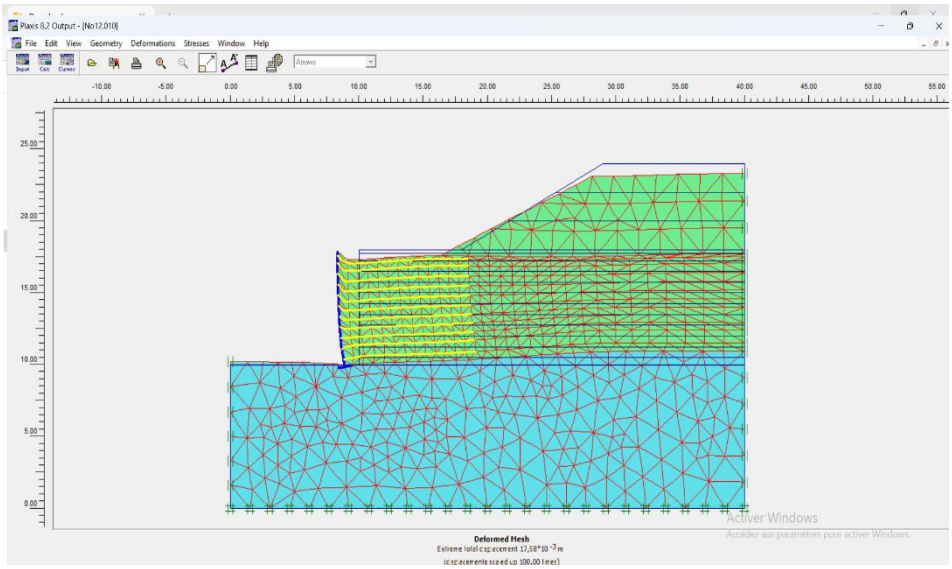


Figure (4.8).Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (paraweb).

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (12m) :**

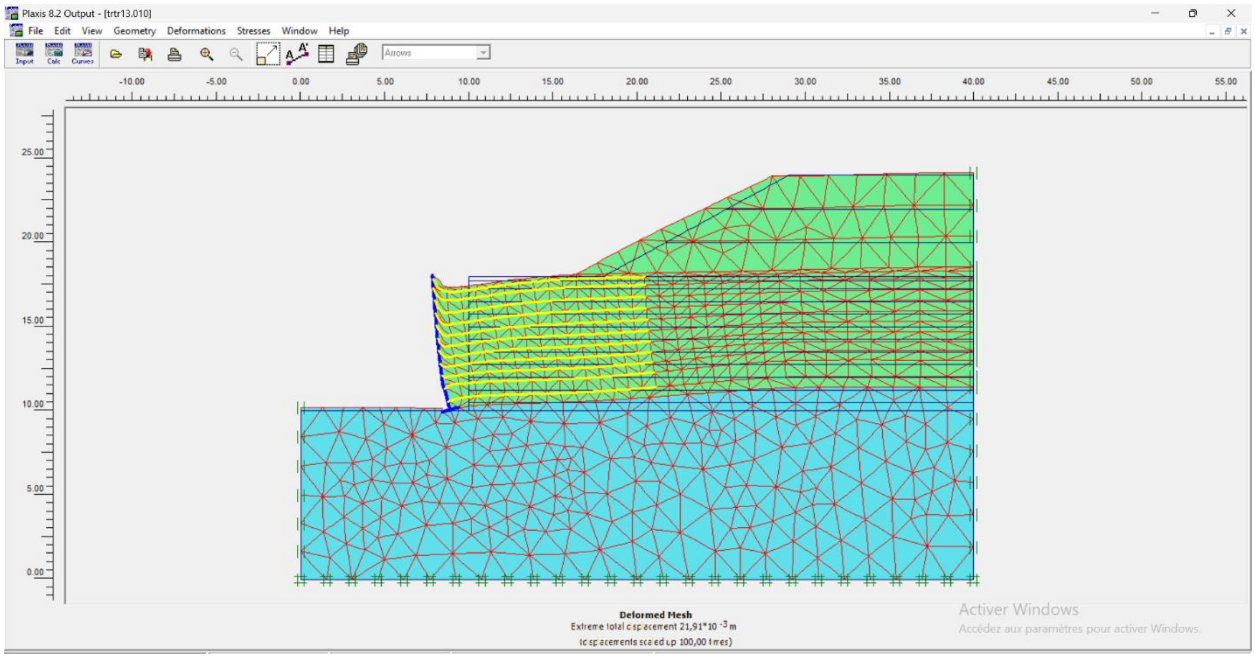


Figure (4.9).Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (paraweb).

4.3 Conception de modelé

La figure ci-dessous Figure (4.18) représente les conditions aux limites du modèle Géométrique nous avons utilisés les conditions standards.

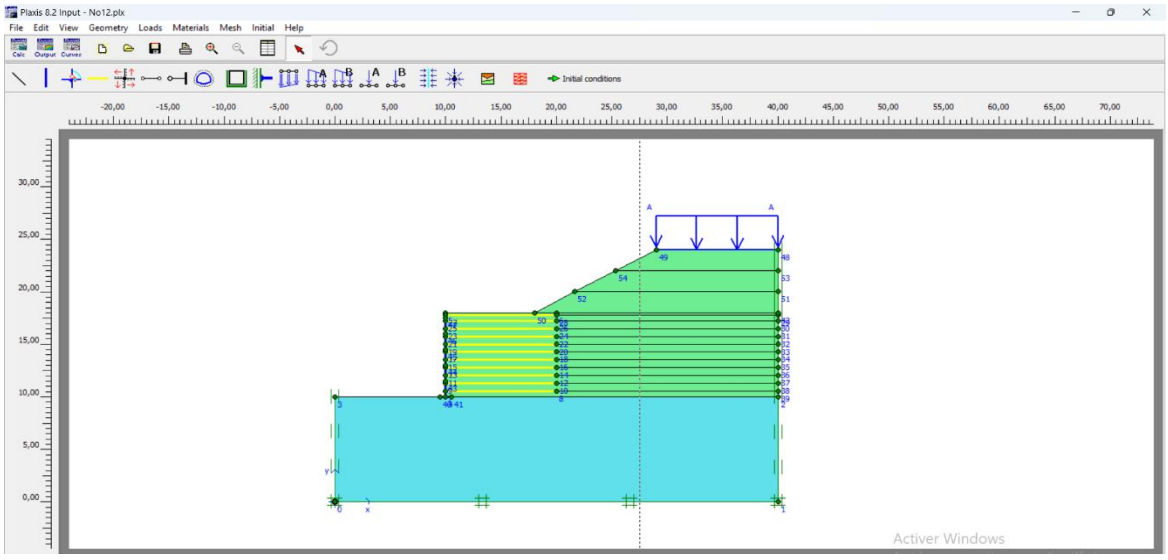


Figure (4. 10). La condition aux limites.

4.4 Les phases de calcul

Phase 01 : Dans cette phase on à activé la première deux couche de remblai et semelle et paroi en béton et deux cable de paraweb.

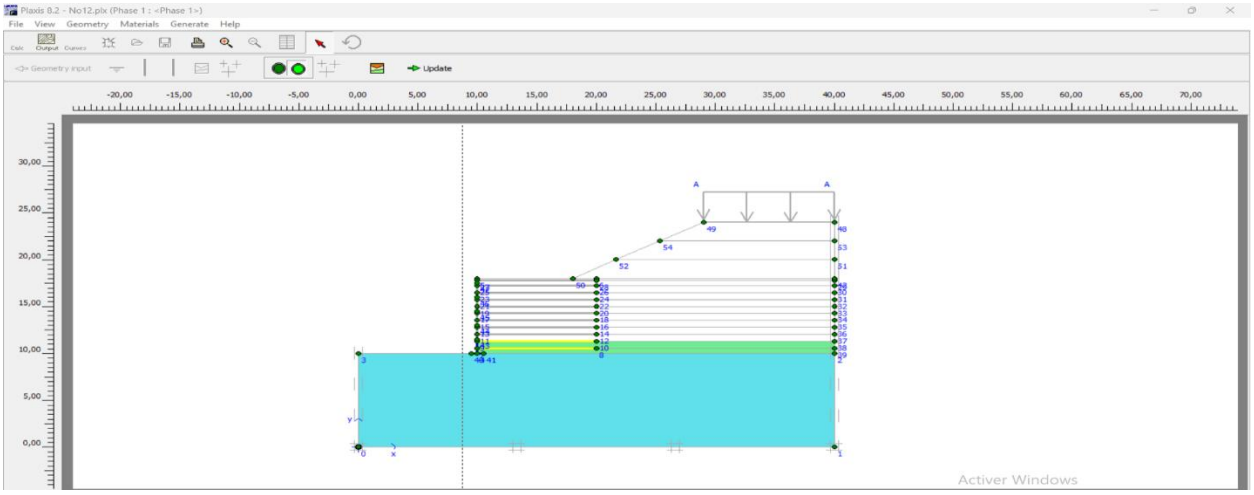


Figure (4.11). Activation de la première phase.

Même chose pour les phase 02, 03, 04, 05,06 suivante activé deux couche de remblai et un écaille en béton préfabriqué et paraweb dans la phase 07, 08,09 on activé par couche voire remblai, exemple la figure (4.20)

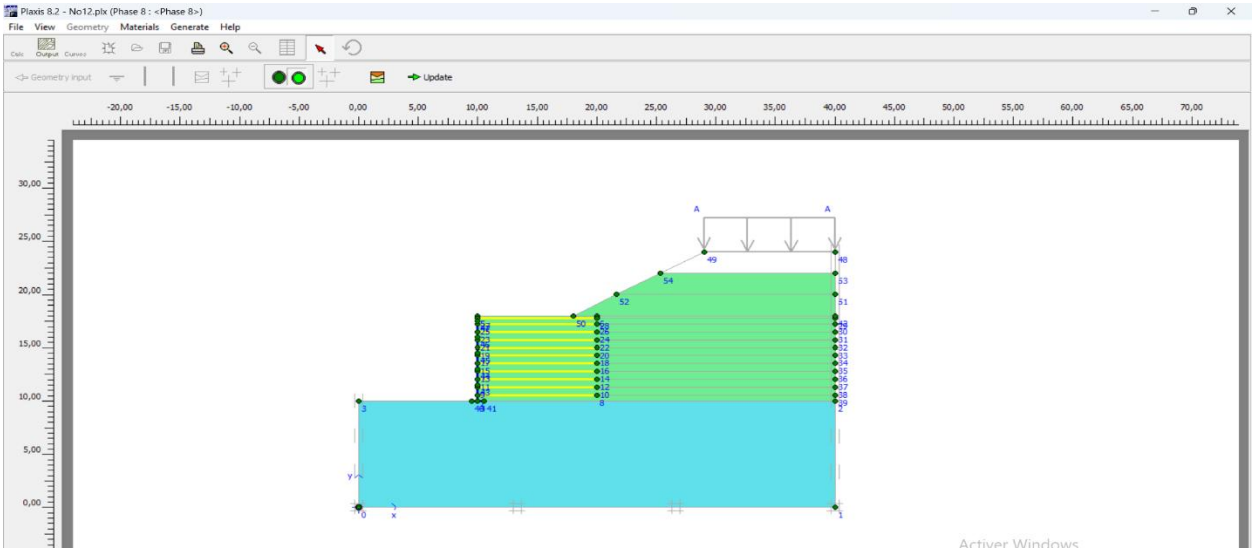


Figure (4.12) .phase 08 activé la couche de remblai.

Dans la phase finale on activé la surcharges du remblai (20KN/m) :

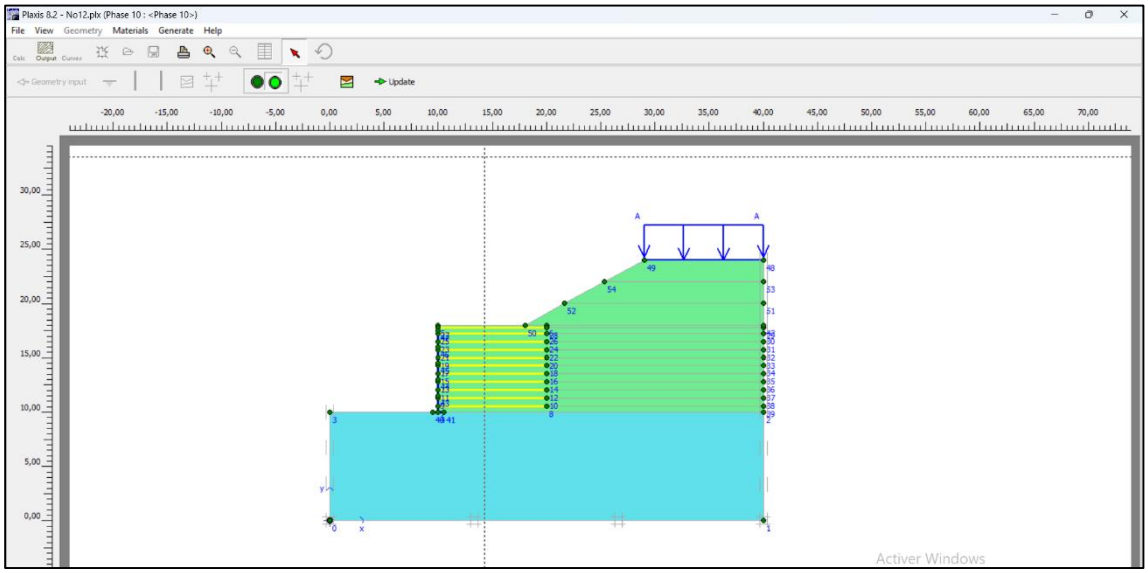


Figure (4.13). Phase 10 activation de la surcharges.

4.5 Les résultats

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (6m) :**

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour notre modèle sont le déplacemnt maximal 15.29 × 10^{-3}m, le déplacement horizontal du terre armée15.25×10^{-3} m et le déplacnt vertical du terre armée 14.95 × 10^{-3}m. L'utilisation de la méthode de réduction a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.160.

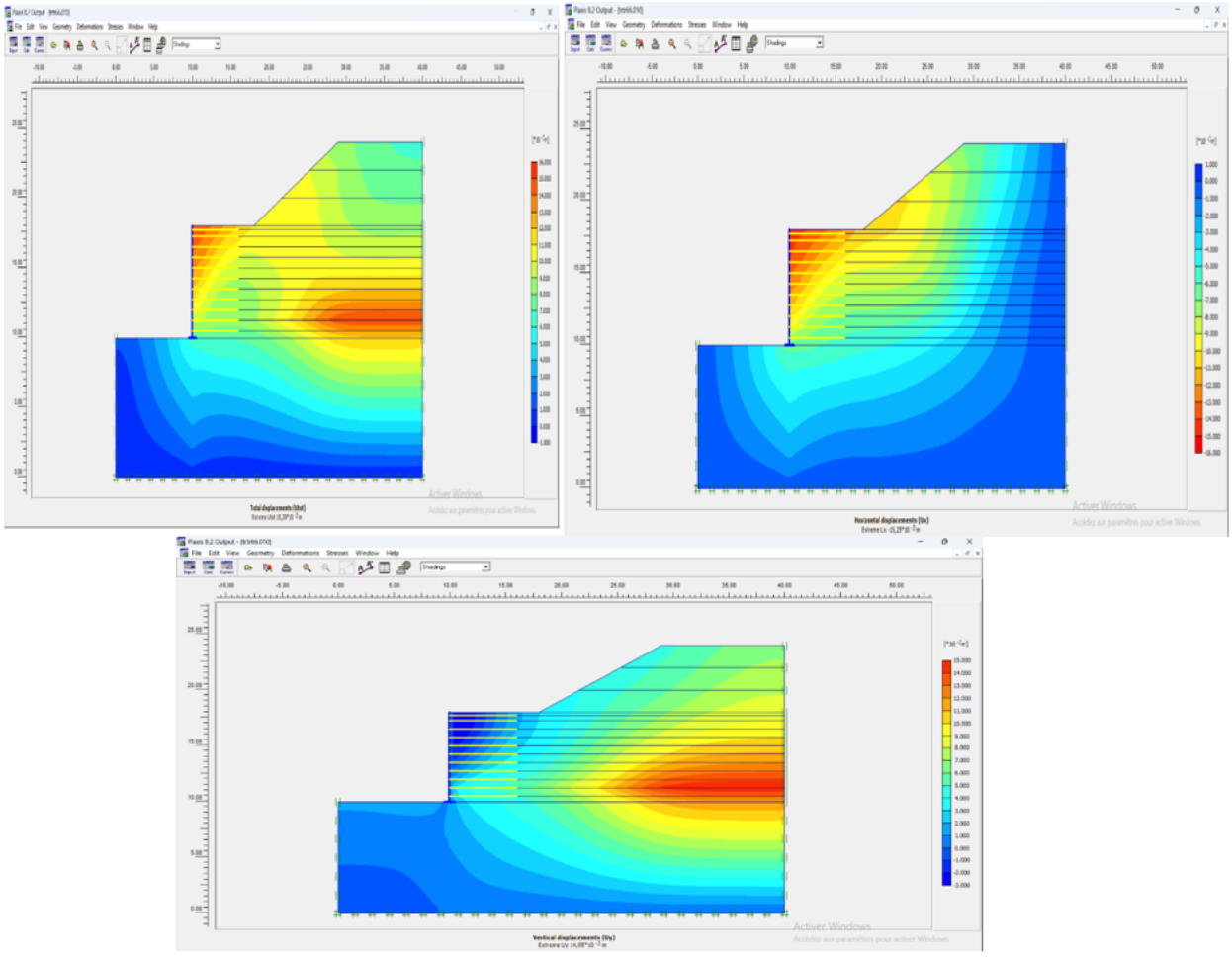


Figure (4.14). (a) Déplacement maximal,(b) Déplacement horizontal, (c) Déplacement vertical L=6m.

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (8m) :**

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour notre modèle sont le déplacement maximal 17.31×10^{-3} m, le déplacement horizontal du terre armée 17.31×10^{-3}m et leDéplacement vertical du terre armée 14.10×10^{-3} m. L'utilisation de la méthode de réduction a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.303.

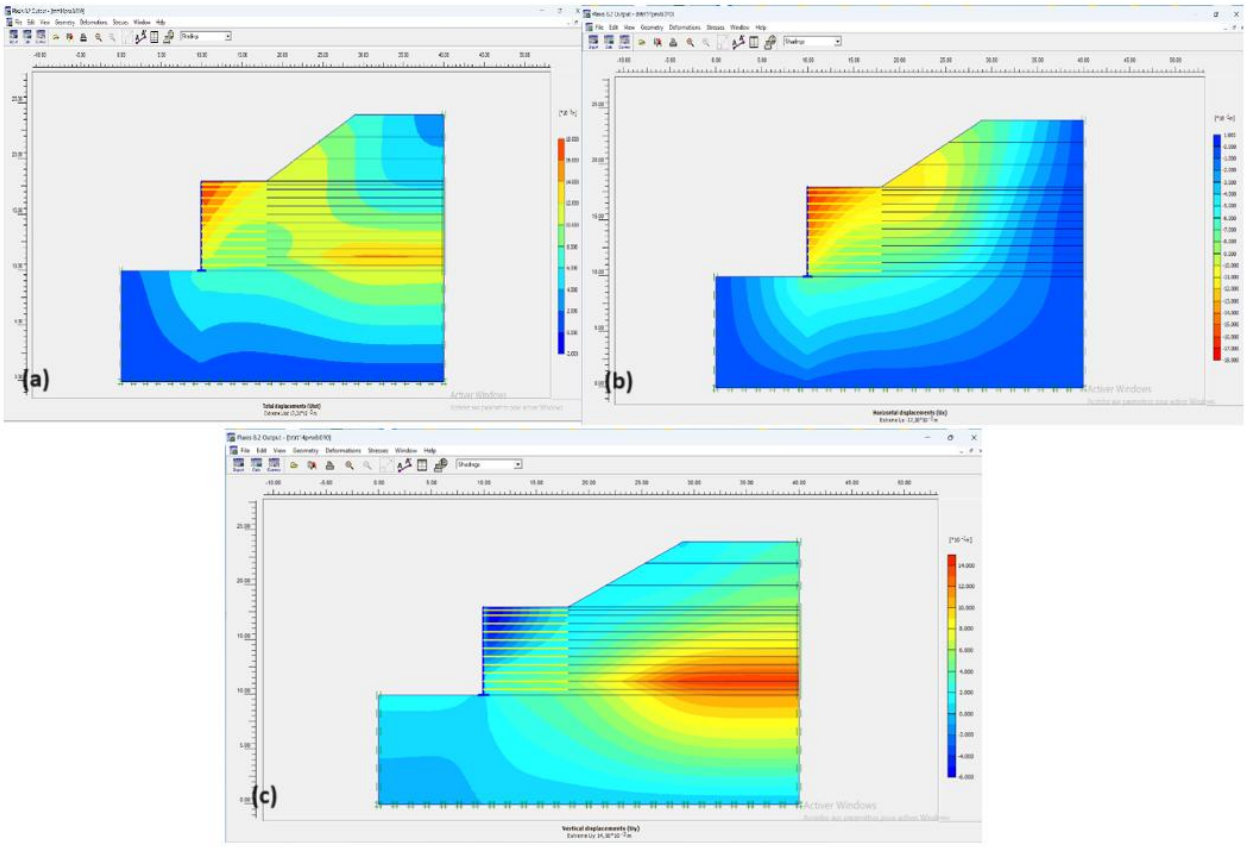


Figure (4.15). (a) Déplacement maximal,(b) Déplacement horizontal, (c) Déplacement vertical L=8m

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (10m) :**

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour notre modèle sont le déplacement maximal 17.58×10^{-3} m, le déplacement horizontal du terre armée 16.69×10^{-3}m et le déplacement vertical du terre armée 11.87×10^{-3} m. L'utilisation de la méthode de réduction a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.344.

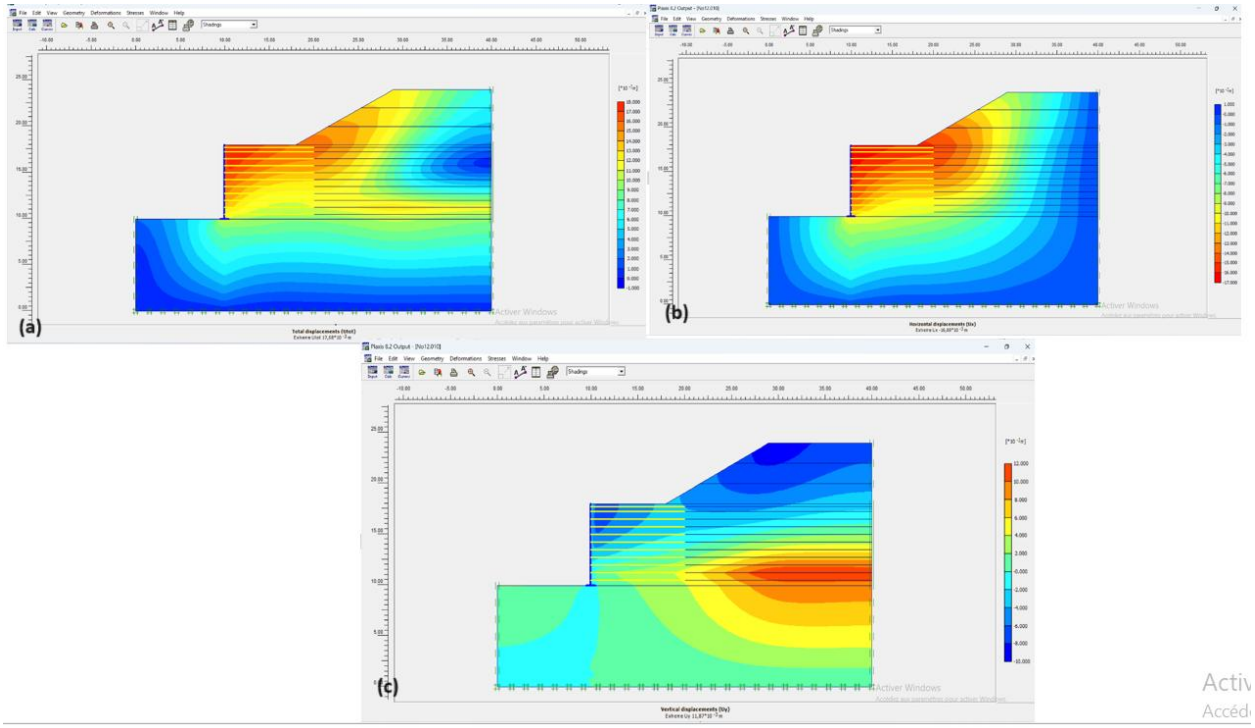


Figure (4.16). (a)Déplacement Maximal, (b) Déplacement horizontal,(c) Déplacement vertical L=10m

- **Pour la Longueur de renfort paraweb (12m) :**

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour notre modèle sont le déplacement Maximal 21.91×10^{-3} m, le déplacement horizontal du terre armée 21.49×10^{-3}m et le Déplacement vertical du terre armée 17.90×10^{-3} m. L'utilisation de la méthode de réduction a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.391.

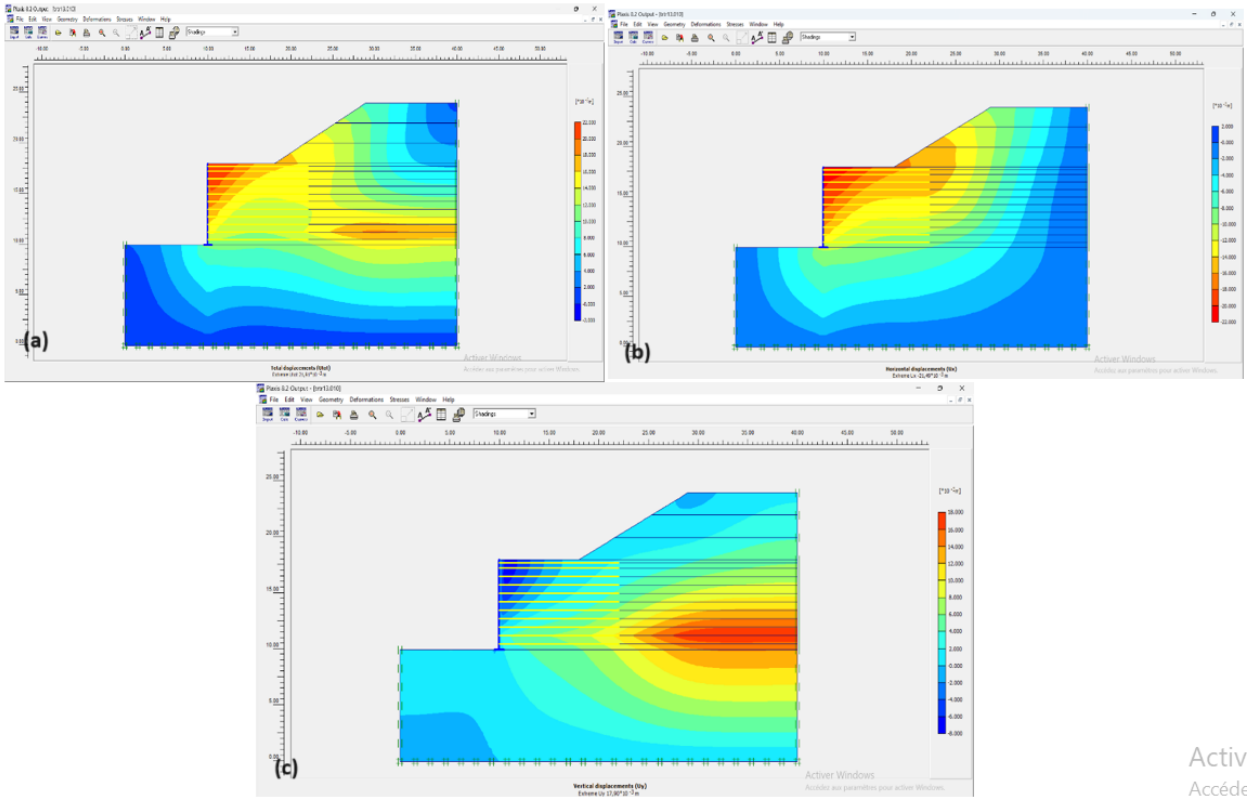


Figure (4.17).(a) Déplacement maximal,(b) Déplacement horizontal, (c) Déplacement vertical L=12m

D'après les figures représentées par logiciel (plaxis8.2), nous obtenons les résultats Suivants :

Tableau (4.5).les résultats du modèle étudié.

Déplacements Totale (m)	**Longueur de renfort**			
	Paraweb (6m)	**Paraweb (8m)**	**Paraweb (10m)**	**Paraweb (12m)**
Déplacement maximal	15.29×10^{-3}	17.31×10^{-3}	17.98×10^{-3}	21.91×10^{-3}
Déplacement horizontal	15.25×10^{-3}	17.30×10^{-3}	16.69×10^{-3}	21.49×10^{-3}
Déplacement vertical	14.95×10^{-3}	14.10×10^{-3}	11.87×10^{-3}	17.90×10^{-3}
coefficient de sécurité (fs)	1.16	1.303	1.344	1.391

4.6 Conclusion

D'après les résultats obtenus, on constate que lorsque la longueur de renforcement (paraweb) augmente, le déplacement augmente et le facteur de sécurité augmente, ce qui rend le modèle plus stable .par ailleurs, puisque le facture de sécurité (F_s) est supérieur a 1.3 dans les 3cas, notre modèle est considéré comme stable . ainsi, pour des raisons économique, on peur choisir le cas le plus avantageux, c'est-à-dire celui plus que L=8m

Conclusion Générale

Conclusion Générale

La stabilisation des murs de soutènement constitue une étape essentielle dans la sécurisation des infrastructures et la prévention des risques de glissements de terrain. Parmi les différentes solutions disponibles, la technique de la terre armée s'est imposée comme une méthode efficace, économique et durable. Grâce à l'association de matériaux granulaires compactés et de renforcements (bandes métalliques, géo synthétiques, etc.), cette technique offre une grande résistance aux poussées des terres tout en permettant une meilleure adaptation aux contraintes topographiques. Les études menées sur la stabilisation par terre armée ont démontré que cette solution permet non seulement une meilleure distribution des efforts, mais aussi une flexibilité dans la conception et l'exécution, notamment dans des terrains difficiles. Elle s'adapte à divers contextes géotechniques et réduit considérablement les risques d'instabilité à long terme, à condition que les principes de conception et les normes en vigueur soient rigoureusement respectés.

Enfin, le recours à la terre armée pour les murs de soutènement représente une solution performante qui conjugue sécurité, durabilité, et optimisation des coûts. Elle constitue une réponse moderne et fiable aux enjeux actuels de stabilisation des sols et d'aménagement du territoire

Référence Bibliographique

[1] Ouassim R, contribution à l'étude numérique des ouvrage de soutènement renforces par géogrille, thèse de doctorat, Université Mohamed khider Biskra (2017),

[2] FARIK A ,analyse numérique des déformations des Culées de pont en sol renforcé, thèse Magister, Université Mohamed khider Biskra (2017),

[3] YAHIAOUI DJ ,Comportement Mécanique Des Murs De Soutènement En Terre Armée , thèse Magister, l'Université de Guelma , Faculté des Sciences et de l'Ingénieur Département de génie civil ,(2011)

[4] LABOUDI Kh , Etude numérique des ouvrages de soutènement renforcés par géo synthétiques sous chargement appliqué en tête , thèse de doctorat ;Université Mohamed khaider Biskra (2023)

[5] BENHAMOUDA S ; OUMEDDOUR H , Calcul Numérique des Murs en Sol Renforcé par Géo synthétiques , Université 8 Mai 1945 de Guelma (2020)

[6] MOKHTARIA K , HAYEM R , Conception et calcul d'un ouvrage de souténement en terre armée, thèse master de mémoire Université ibn khaldoun tiaret, FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉE DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL, (2024),

[7] Gahmous S, Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géo synthétique,» thèse master ; Université Mohamed khaider Biskra (2018)

[8] Modulo (1997). ROBITAILLE(V.) et TREMBLAY (D.) Mécanique des sols, théorie et pratique.

[9]GAOUAOUA I ; HASSI Y ; OUAGHED A ,Étude de comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé sous chargement statique , mémoire de master , Université d'Echahid HAMA Lakhdar , d'El Oued , (2023).

[10] ZEGGAI H , CONCEPTION ET CALCUL D'UN OUVRAGE DE SOUTENEMENT EN TERRE ARMÉE, thése master de mémoire Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, Faculté des Sciences et de la Technologie Département de Génie Civil & Architecture , (2019)

[11] LCPC. Guide techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée,, suivie et diagnostic. Nom de l'éditeur, Lieu d'édition, 2003.

[12] Nguyen Thanh Long, F. Schlosser, and G. Legeay. Étude des murs en terre armée sur modèles réduits bidimensionnels. Laboratoire Central, 1973.

[13] A. Abdelouhab. Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2010.

[14] M. Djabri. Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé. PhD thesis, Université De Biskra, Biskra, Algeria, 2017.

[15] P. Reiffsteck. Title of the article. Journal Name, Volume Number(Issue Number) :Page Range, 2007.

[16] M. Emmanuel Bieth. Murs de soutènement : Cours de mécanique des sols appliqués. Cours, 2009/2010.

[17] LCPC (2003). (Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées).

[18] École Nationale des Travaux Publics de l'État Français. Cours de mécanique des sols 2 – Rideaux de palplanches. Nom de l'éditeur (si disponible), Ville (ou autre lieu si pertinent), 2006/2007.

[19] DJEBABLAH Wafa , Etude du comportement des murs de soutènement en

sol stabilité mécaniquement, Thèse de doctorat, Université de Guelma (Algérie) , Département

de génie civil et hydraulique. (2021)

de l'évitement de la ville de Tébessa, Mémoire Master, Université Larbi Tébessa – Tébessa 2016.

[20] Rapport géotechnique.

[21] BAZZIZ Salah Eddine, Modélisation numérique des murs de soutènement en blocs

modulaires renforcés par géogrille,thèse doctorat, université Biskra 2018

Annexe

Annexe 1 : Valeurs des coefficients de capacité portante, $N\gamma$, Nq et Nc

En fonction de (Cernica John N).

ANNEXE 2 : Caractéristiques des différents types d'écailles couramment utilisées aujourd'hui

ANNEXE 3: Classification des sols et des matériaux rocheux d'après leur nature (extrait du GTR, fascicule II, annexe 3).

ANNEXE 4 : Plan d'implantation (plan , profil geotichnique en long de référence, profil en travers , profil geotichnique en travers de référence)

Annexe 1 : Valeurs des coefficients de capacité portante , $N\gamma$, Nq et Nc en fonction de (Cernica John N).

Angle	TERZAGHI			MEYERHOF			HANSEN		
φ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00
2	6.30	1.22	0.18	5.63	1.20	0.01	5.63	1.20	0.01
4	6.97	1.49	0.38	6.19	1.43	0.04	6.19	1.43	0.05
6	7.73	1.81	0.62	6.81	1.72	0.11	6.81	1.72	0.11
8	8.60	2.21	0.91	7.53	2.06	0.21	7.53	2.06	0.22
10	9.61	2.69	1.25	8.34	2.47	0.37	8.34	2.47	0.39
12	10.76	3.29	1.70	9.28	2.97	0.60	9.28	2.97	0.63
14	12.11	4.02	2.23	10.37	3.59	0.92	10.37	3.59	0.97
16	13.68	4.92	2.94	11.63	4.34	1.37	11.63	4.34	1.43
18	15.52	6.04	3.87	13.10	5.26	2.00	13.10	5.26	2.08
20	11.69	7.44	4.97	14.83	6.40	3.87	14.83	6.40	2.95
22	20.27	9.19	6.91	16.88	7.82	4.07	16.88	7.82	4.13
24	23.36	11.40	8.85	19.32	9.60	5.72	19.32	9.60	5.75
26	27.09	14.21	11.35	22.25	11.85	8.00	22.25	11.85	7.94
28	31.61	17.81	15.15	25.80	14.72	11.19	25.80	14.72	10.94
30	37.16	22.46	19.73	30.14	18.40	15.67	30.14	18.40	15.07
32	44.04	28.52	27.49	35.49	23.18	22.02	35.49	23.18	20.79
34	52.64	36.51	36.96	42.16	29.44	31.15	42.16	29.44	28.77
36	63.53	47.16	51.70	50.59	37.75	44.43	50.59	37.75	40.05
38	77.50	61.55	73.47	61.35	48.93	64.08	61.35	48.93	56.18
40	95.67	81.27	100.39	75.32	64.20	93.69	75.32	64.20	79.54

ANNEXE 2 : Caractéristiques des différents types d'écailles couramment utilisées aujourd'hui

ECAILLE EN BETON DE 14 CM D'EPAISSEUR
TYPE C4 - ARMEE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Ecaille courante surface nominale : 2,25 m2

Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm — Tolérances générales : ± 5 mm

Tolérance sur l'épaisseur : - 5/ + 10 mm — Tolérance sur l'entraxe goujon tube : ± 4 mm

Différence entre les longueurs des deux diagonales : 10 mm maximum

BETON

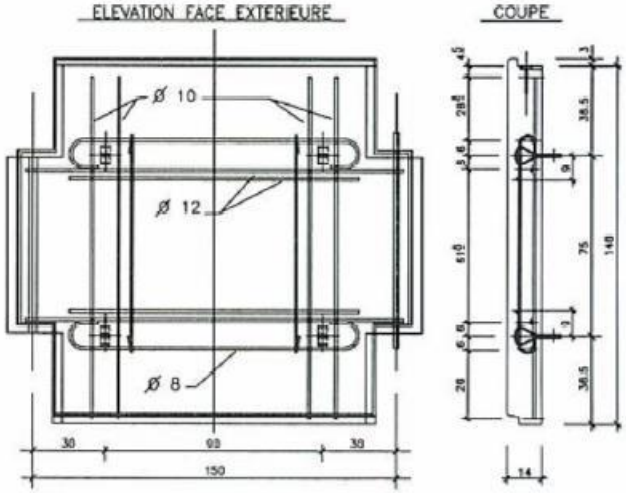
Les écailles sont exécutées en béton vibré normalisé B30 confectionné en centrale.

Dimension maximale des agrégats : Cg = 25 mm

Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55

Seuls les adjuvants agréés "Béton" sans contre-indication "Béton pré-contraint" peuvent être utilisés

Résistances caractéristiques
à la compression:
Fc28 = 30 MPa
à la traction:
Ft28 = 2.85 MPa



ARMATURES

Barres à haute adhérence, en acier écroui, classe FeE400 ou FeE500 à limite d'élasticité garantie Fe = 400 ou 500 MPa

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage en acier :
   a) Type ADRISS à queue d'aronde - longueur 120 mm, force nominale 7 kN (coefficient de sécurité 3)
   ou
   b) Type ARTEON, à pied, longueur 85 mm, force nominale 10 kN,(coefficient de sécurité 3)
2. Goujon en PVC, diamètre 20 mm, longueur 890 mm ou 2 morceaux de 230 mm, couleur : gris clair
3. Tube en PVC, diamètre intérieur 30 mm, diamètre extérieur 32 mm, longueur 730 mm
4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n° 4), largeur 45 mm.

CONTROLES - CERTIFICAT DE CONFORMITE

Vérification des caractéristiques géométriques.
Vérification de l'intégrité de l'écaille, absence d'épaufrure, fissure, défaut de surface grossier.
Mesure de la résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours.
Une attestation de conformité des produits à la présente fiche est fournie pour chaque livraison.

ECAILLE EN BETON DE 14 CM D'EPAISSEUR

TYPE C6 - ARMEE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Ecaille courante surface nominale : 2,25 m2

Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm — Tolérances générales : ± 5 mm

Tolérance sur l'épaisseur : - 5/+ 10 mm — Tolérance sur l'entraxe goujon tube : ± 4 mm

Différence entre les longueurs des deux diagonales : 10 mm maximum

BETON

Les écailles sont exécutées en béton vibré confectionné en centrale.

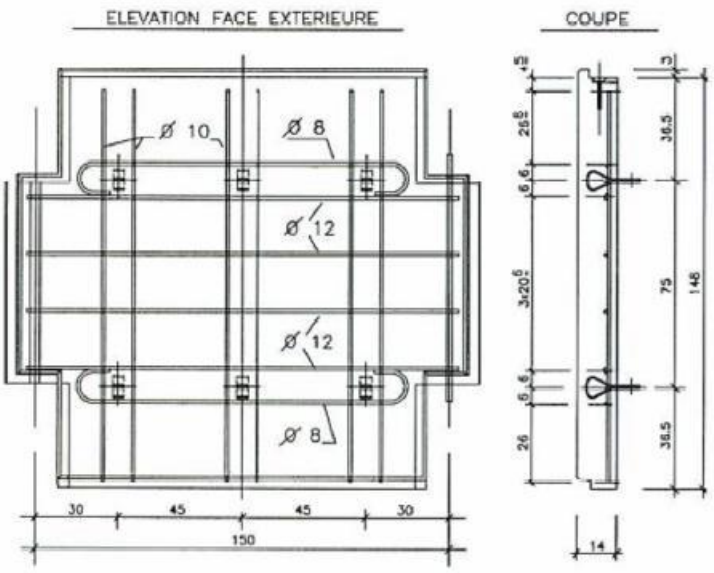
Dimension maximale des agrégats: Cg = 25 mm

Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55

Seuls les adjuvants agréés "Béton" sans contre-indication "Béton pré-contraint" peuvent être utilisés

Résistances caractéristiques à la compression: Fc28 = 30 MPa à la traction:

Ft28 = 2.85 MPa



ARMATURES

Barres à haute adhérence, en acier écroui, classe FeE400 ou FeE500 à limite d'élasticité garantie Fe = 400 ou 500 MPa

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage en acier :
   a) Type ADRISS à queue d'aronde - longueur 120 mm, force nominale 7 kN (coefficient de sécurité 3)
   ou
   b) Type ARTEON, à pied, longueur 85 mm, force nominale 10 kN,(coefficient de sécurité 3)
2. Goujon en PVC, diamètre 20 mm, longueur 890 mm ou 2 morceaux de 230 mm, couleur : gris clair
3. Tube en PVC, diamètre intérieur 30 mm, diamètre extérieur 32 mm, longueur 730 mm
4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n° 4), largeur 45 mm.

CONTROLES - CERTIFICAT DE CONFORMITE

Vérification des caractéristiques géométriques.

Vérification de l'intégrité de l'écaille, absence d'épaufrure, fissure, défaut de surface grossier.

Mesure de la résistance à la compression à 7 jours et à 28 jours.

Une attestation de conformité des produits à la présente fiche est fournie pour chaque livraison.

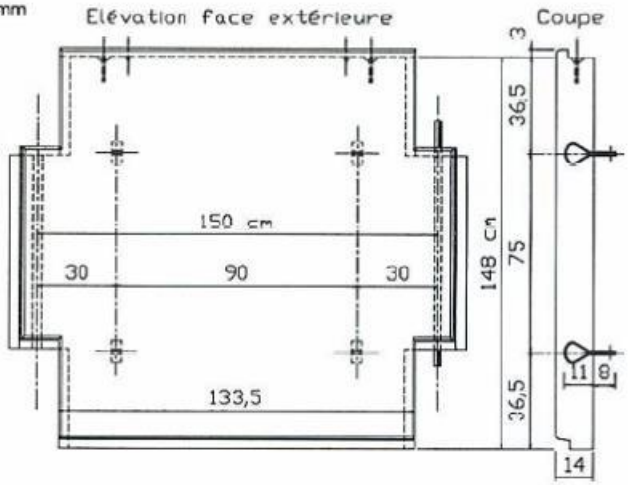
UTILISATION DE L'ECAILLE TYPE C6

Les écailles de 14 cm armées, type C6 à 6 amorces de 45 mm de largeur peuvent être associées à 6 armatures à haute adhérence renforcées de section 45 x 5 (voir fiche technique n°1 ou 2) en acier Fe 510c. La pression au centre de l'écaille ne doit pas dépasser la pression de calcul (E.L.U.) égale à 130 kPa.

ECAILLE EN BETON DE 14 CM D'EPAISSEUR
TYPE A4 - NON ARMEE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Ecaille courante surface nominale : 2,25 m2
Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm
Tolérances générales : ± 5 mm
Différence entre les longueurs
des deux diagonales : 10 mm maximum
Tolérance sur l'épaisseur : - 5, + 10 mm
Tolérance sur l'entraxe goujon tube : ± 4 mm



BETON

Les écailles sont exécutées en béton vibré normalisé B30 confectionné en centrale.
Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55
Seuls les adjuvants agréés "Béton" sans contre-indication "Béton précontraint" peuvent être utilisés.
Valeur caractéristique requise de la résistance à la compression : Fc28 = 30 MPa
Résistance caractéristique à la traction : Ft28 = 2.85 MPa

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage en acier :
   a) Type ADRISS à queue d'aronde - longueur 120 mm, force nominale 7 kN (coefficient de sécurité 3)
ou
   b) Type ARTEON, à pied, longueur 85 mm, force nominale 10 kN (coefficient de sécurité 3)
2. Goujon en PVC, diamètre 20 mm, longueur 890 mm ou 2 morceaux de 230 mm, couleur : noire
3. Tube en PVC, diamètre intérieur 30 mm, diamètre extérieur 32 mm, longueur 730 mm
4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n° 4), largeur 45 mm.

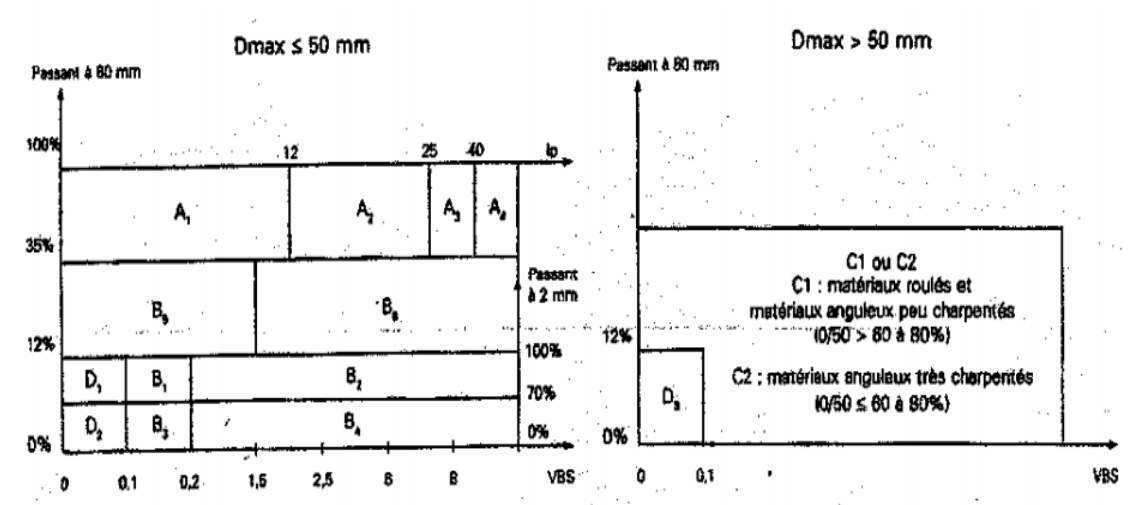
NATURE DES CONTROLES - CERTIFICAT DE CONFORMITE

Vérification des caractéristiques géométriques.
Vérification de l'intégrité de l'écaille, absence d'épaufrure, fissure, défaut de surface grossier.
Mesure de la résistance à la traction à 28 jours et à la compression à 7 jours et à 28 jours.
Une attestation de conformité des produits à la présente fiche est fournie pour chaque livraison.

UTILISATION DE L'ECAILLE TYPE A4

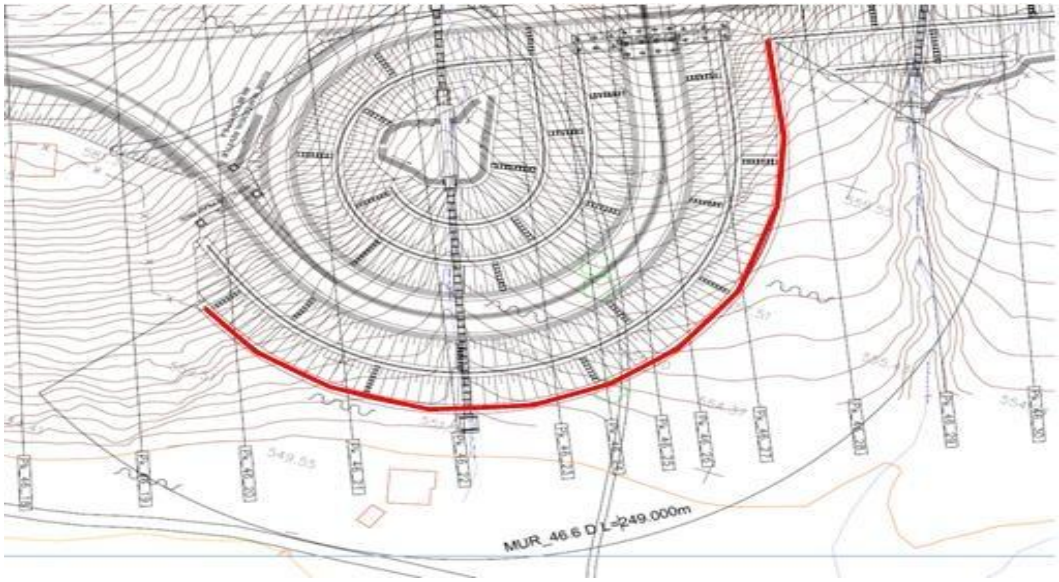
Les écailles de 14 cm non armées, type A4 à 4 amorces de 45 mm de largeur peuvent être associées à 4 armatures à haute résistance de section 45 x 5 (voir fiche technique n°1 ou 2) en acier Fe 510c.
Elles peuvent être associées à des armatures plus nombreuses (doublées sur une même amorce) quand cela est justifié par la considération du critère d'adhérence. Dans tous les cas, la pression moyenne au centre de l'écaille ne doit pas dépasser la pression de calcul (E.L.U.) égale à 50 kPa.

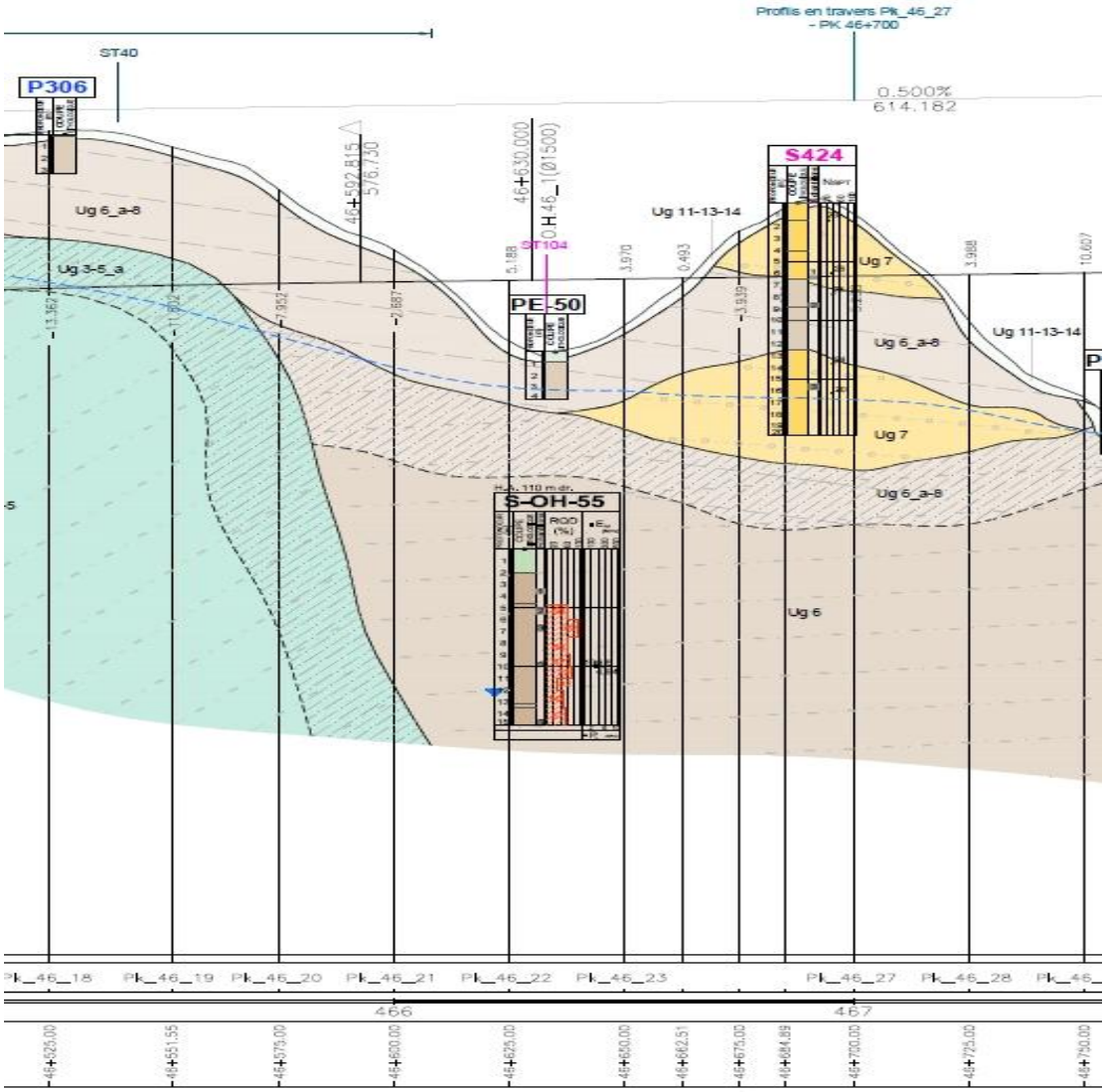
ANNEXE 3: Classification des sols et des matériaux rocheux d'après leur nature (extrait du GTR, fascicule II, annexe 3)



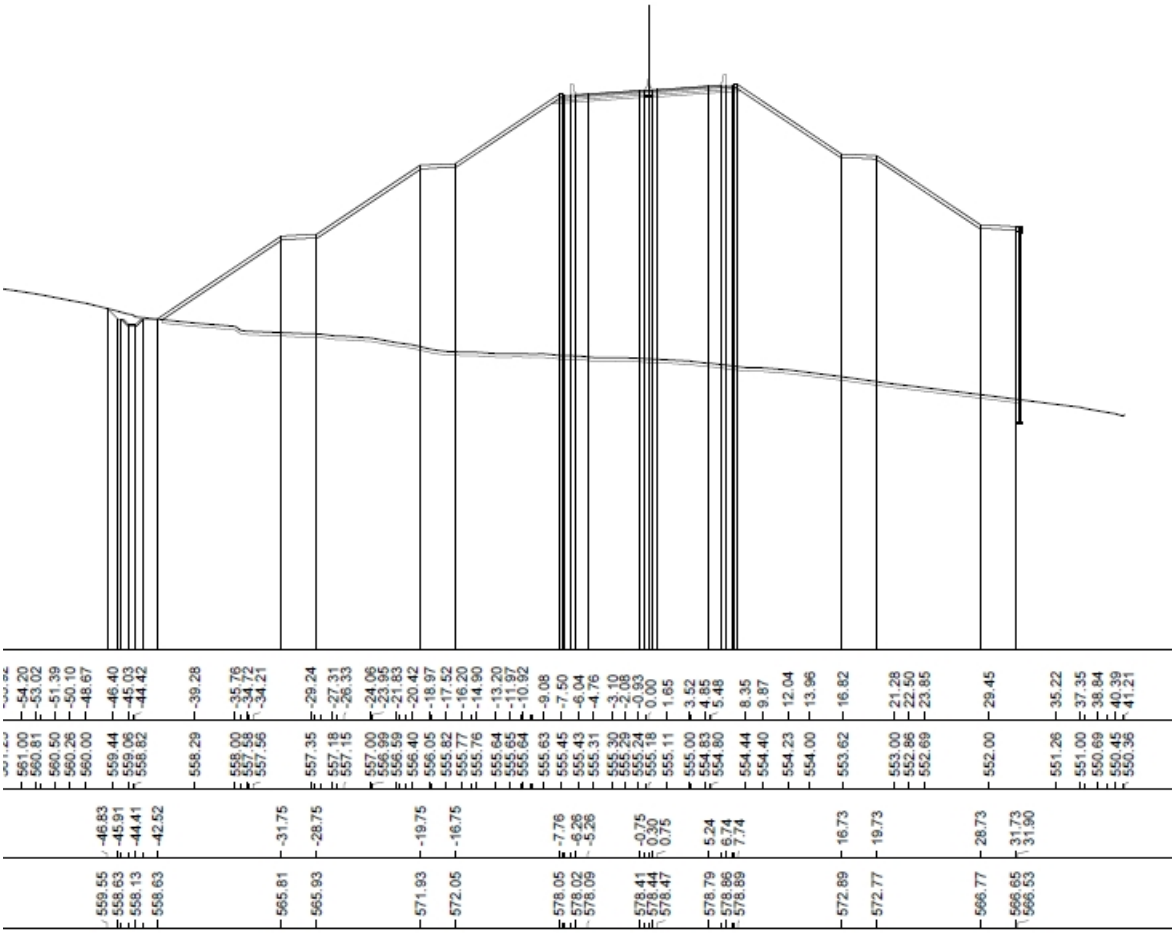
Matériaux rocheux			
Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R_1
		Calcaires	R_2
	Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R_3
	Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R_4
	Roches salines	Sel gemme, gypse...	R_5
Roche magmatiques et métamorphiques	Granites, balsates, andésites, gneiss, schistes métamorphiques et ardoisiers...		R_6
Matériaux particuliers			
Sols organiques et sous-produits industriels			F

ANNEXE 4 : Plan d'implantation (plan , profil geotichnique en long de référence, profil en travers , profil geotichnique en travers de référence)





N. Profil : BR_BID_2
CT. PROJET : 578.440
DIST.PROJ. : 0+025.000
DIST.PREC. : 25.000
DIST.PROC. : 25.000



N. Profil : Pk_46_27
CT. PROJET : 577.266
DIST.PROJ. : 46+700.000
DIST.PREC. : 15.112
DIST.PROC. : 25.000

