



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



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة -

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : ALLIOUA Meriem

Sujet

ETUDE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE RENFORCÉ PAR DES ARMATURES MÉTALLIQUES

Présenté et soutenu publiquement, le 22 / 06 / 2021 , devant le jury composé de :

M. BOUFARH Rafik

MCA

Président

M. BOUCHOUCHA Abdallah

MAA

Rapporteur

M. FARES Abdelhafid

MAA

Examineur

Promotion : 2020/2021



Remerciement

*A la fin de ce travail, je ne manque d'adresser mes sincères remerciements à notre dieu « **ALLAH** » le grand créateur qui m'a guidé dans mes pats pour arriver à ce niveau.*

*Je remercie vivement mon professeur orienteur **Bouchouha Abdallah**, pour ses conseils avisés, pour sa confiance et son entière disponibilité tout au long de mon travail.*

*Je remercie également les membres de jury « **Mr. Fares Abdelhafid** et **Mr. Boufarh Rafik** » pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.*

*Je tiens remercier professeur « **Rouili Ahmed** » de m'avoir aidé et montré les clés du succès dans le logiciel Plaxis.*

*Je remercie monsieur « **Bouzed Fateh** » de m'avoir aidé dans les moments difficiles.*

*Mes remerciements s'adressent aussi au monsieur « **Smaali Bouziane** » pour enrichir mes connaissances et m'avoir aidé duré de mon travail.*

A tous mes enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci

Dédicace

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à :

**Mon père de m'avoir donné la force nécessaire **

Ma chère mère pour sa patience et ses sacrifices

Mon frère

Mes Sœurs

Tous mes amis

Résumé :

La stabilité interne d'un ouvrage en terre armée dépend essentiellement des caractéristiques des matériaux constitutifs. Le choix de ces derniers nécessite obligatoirement des études expérimentales et théoriques très approfondies. La méthode des éléments finis intégrés dans le logiciel PLAXIS est utilisée pour cette étude afin de connaître l'effet des différentes caractéristiques des matériaux de la terre armée.

Des études paramétriques ont été effectuées en faisant varier quelques paramètres importants afin d'étudier leurs effets sur le comportement des murs en terre armée.

Enfin, une étude comparative a été établie entre l'étude numérique et l'étude analytique a montré une bonne concordance des résultats trouvés par la présente étude. Les résultats obtenus ont montré que les armatures métalliques nervurées à haute adhérence présentent une meilleure performance par rapport aux armatures lisses et des bandes géosynthétiques.

Mots clés :

Terre armée, Armatures nervurées, Plaxis 2D, Modélisation numérique, Interaction sol-armature.

Abstract:

The internal stability of a reinforced earth structure depends essentially on the characteristics of the constituent materials. The choice of the latter necessarily requires very in-depth experimental and theoretical studies. The finite element method integrated in the PLAXIS software used for this study in order to know the effect of the different characteristics of reinforced earth materials.

Parametric studies have been carried out by varying some important parameters in order to study their effects on the behavior of reinforced earth walls.

Finally, a comparative study was established between the numerical study and the analytical study showed a good agreement of the results found by the present study.

The results obtained showed that ribbed metal reinforcements with high adhesion have a better performance compared to smooth reinforcements and geosynthetic strips.

Keywords:

Reinforced earth, Ribbed reinforcements, PLAXIS2D, Numerical modeling, Soil-reinforcement interaction.

تلخيص:

يعتمد الاستقرار الداخلي لهيكل الأرض المعززة بشكل أساسي على خصائص المواد المكونة. يتطلب اختيار هذا الأخير بالضرورة دراسات تجريبية ونظرية متعمقة للغاية. في هذه الدراسة تم استخدام طريقة العناصر المحدودة المدمجة في برنامج بلاكسيس من أجل معرفة تأثير الخصائص المختلفة لمواد الأرض المعززة.

أجريت دراسة المتغيرات المؤثرة من خلال تغيير بعض المتغيرات الهامة لدراسة تأثيرها على سلوك الجدران الترايبية المسلحة.

أخيراً، تم إجراء دراسة مقارنة بين الدراسة الرقمية والدراسة التحليلية أظهرت توافقاً جيداً مع النتائج التي توصلت إليها الدراسة الحالية.

أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن التعزيزات المعدنية المضلعة ذات الالتصاق العالي تتمتع بأداء أفضل مقارنة بالتعزيزات الملساء والعصابات الأرضية الاصطناعية.

الكلمات المفتاحية:

الأرض المعززة، التعزيزات المضلعة، بلاكسيس، نمذجة رقمية، تفاعل الأرض-التعزيز

Table des matières

Dédicace

Remerciement

Résumé

Liste des notations et abréviations.....	I
Liste des figures	III
Liste des tableaux.....	VII

Introduction générale

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Partie I : Etude bibliographique

Chapitre 1 : Généralités sur les murs de soutènements

1. Introduction.....	3
2. Définition de murs de soutènements	3
3. Fonction des murs de soutènement.....	3
4. Les différents types des ouvrages de soutènement.....	4
4.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	5
4.1.1. Murs poids.....	5
4.1.2. Mur en gabions.....	5
4.1.3. Les murs en sol renforcée.....	6
4.1.4. Les ouvrages cellulaires.....	7
4.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement	8
4.2.1. Mur en « L » ou « T renversé » en béton armé (ou mur cantilever).....	8
4.2.2. Les murs en parois moulées.....	9
4.2.3. Les rideaux de palplanches.....	9
4.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.....	10
5. Conclusion	11

Chapitre 2 : Revue générale sur la terre armée

1. Historique et développement	12
2. Définition	12

3. Les éléments d'un ouvrage en terre armée	13
3.1.Le renforcement.....	14
3.1.1. Les Géo-synthétique.....	14
3.1.2. Les armatures métalliques.....	15
3.2.Remblais.....	16
3.2.1. Remblai général.....	16
3.2.2. Remblai dit technique	16
3.3.Le parement.....	18
3.4.Autre éléments secondaire	21
3.4.1. Plots d'appuis	21
3.4.2. Semelle de réglage.....	21
3.4.3. Connexion parements/armatures.....	21
4. Mise en œuvre d'un mur de soutènement en terre armée.....	22
4.1.Stockage des éléments	22
4.2.Mise en place d'une longrine de réglage	23
4.3.Préparation du sol d'assise et mise en place des armatures.....	23
4.4.Mise en place et compactage de la première couche de remblai	24
4.5.Fixation des écailles.....	24
4.6.Phase final	25
5. Défauts et désordres dans les murs de soutènement en terre armée.....	25
5.1.La corrosion des renforcements.....	26
5.2.Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage.....	27
5.3.Mauvaise exécution	27
5.4.Exploitation, environnement et défauts d'entretien	28
6. Domaine d'application de la terre armée	29
6.1.Les ouvrages routiers	29
6.2.Ouvrages ferroviaires	30
6.3.Ouvrages hydraulique	30
6.4.Ouvrages industriels et protection	30
7. Les avantages de terre armée	32

7.1. Avantage de conception.....	32
7.2. Avantages de résistance	32
7.3. Avantages économiques	32
8. Les inconvénients.....	32
9. Conclusion	33

Chapitre 3 : Synthèse sur les méthodes de dimensionnement des ouvrages en terre armée

1. Introduction.....	34
2. Principe de la terre armée	34
3. Frottement sol – armature.....	36
4. Facteur influant sur la performance et le comportement de la terre armée	37
4.1. Armatures	37
4.1.1. La forme.....	38
4.1.2. Propriétés des surfaces.....	39
4.1.3. Dimensions.....	40
4.1.4. Résistance	40
4.1.5. Rigidité.....	40
4.2. Distribution des armatures.....	41
4.2.1. Location (emplacement).....	41
4.2.2. Orientation.....	41
4.2.3. L’espace	41
4.3. Le sol.....	42
4.3.1. Taille des particules.....	42
4.3.2. Graduation.....	42
4.3.3. Contenu des matériaux.....	42
4.4. Etat du sol.....	42
4.4.1. Densité.....	42

4.4.2. Surcharge ou pression verticale	43
4.4.3. Degré de saturation.....	44
4.5.Construction.....	44
4.5.1. Géométrie de la structure	44
5. Conception et théorie de dimensionnement.....	45
5.1.Pré-dimensionnement.....	45
5.2.Mécanisme de rupture	46
5.2.1. Ruptures dues à la Stabilité interne	46
5.2.2. Ruptures dues à la Stabilité externe.....	47
5.2.3. Ruptures dues à la Stabilité du parement.....	48
5.3.Analyse de la stabilité interne.....	49
5.3.1. Fonctionnement.....	49
5.3.2. Dimensionnement	50
5.3.3. Justification	55
5.4.Analyse de la stabilité externe	56
5.4.1. Détermination de contrainte vertical.....	57
5.4.2. Détermination des pressions des terres	57
5.4.3. Justification.....	63
6. Conclusion.....	65

Partie II: Etude du cas.

Chapitre 4 : Calcul du mur en terre armée par la méthode analytique

1. Introduction.....	66
2. Description du cas de référence	66
3. Calcul analytique	67
3.1.Calcul des contraintes.....	67

3.1.1. Calcul des contraintes verticales	67
3.1.2. Calcul des contraintes horizontales.....	68
3.1.3. Calcul de poussé de terre	69
3.2.Vérification de la stabilité interne.....	69
3.2.1. Calcul de l'effort de traction maximum T_{max}	69
3.2.2. Détermination des efforts au parement T_p	69
3.2.3. Calcul de l'effort de frottement mobilisable dans les lits de renforcement.	71
3.2.4. Vérification	71
3.3.Vérification de la stabilité externe	72
3.3.1. calcul des efforts agissant sur les murs	72
3.3.2. Vérification.....	72

Chapitre 5 : modélisation numérique

1. Introduction.....	74
2. Présentation de la procédure de simulation.....	74
2.1.Modèle numérique	74
2.2.Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux	75
2.2.1. Le sol	75
2.2.2. Le parement	76
2.2.3. Les renforcements.....	77
2.2.4. Les interfaces	78
2.2.5. Longrines de niveau.....	78
2.3.Validation de l'étude.....	78
2.3.1. Saisie des données.....	78
2.3.2. Les conditions aux limites.....	80
2.3.3. Génération du maillage.....	80

2.3.4. Les conditions initiales.....	80
2.3.5. Phasage de calcul.....	82
2.3.6. Résultats de la modélisation numérique.....	83
3. Étude paramétrique.....	93
3.1.L'effet du type de renforcement	93
3.2.Influence de la variation des longueurs du lit de renforcement.....	95
3.3.Effet de la variation de l'angle de frottement du remblai.....	97
3.4.L'influence de la position la nappe phréatique.....	98
3.5.Influence de l'interaction sol-armature.....	99
3.6.Influence de la flexibilité du parement	99
3.7.influence de nombres de phase du calcul.....	100
4. Etude comparative.....	102
4.1.Les résultats de la stabilité interne.....	102
4.2.les résultats de la stabilité externe	105
5. Conclusion.....	105

Conclusion générale

Conclusion générale.....	107
--------------------------	-----

Références bibliographique

Annexes

Annexe 1 : Caractéristiques des différents types d'écailles couramment utilisées.

Annexe 2 : Variation des coefficients de la capacité portante.

Annexe 3 : Code PLAXIS.

Liste des notations et abréviations

Notations

γ	Poids volumique.
L	Longueur du renforcement.
B	Largeur de renforcement
H	Hauteur de mur de soutènement
E	Module d'Young.
φ	Angle de frottement de sol.
C	La cohésion des sols.
F_S	Coefficient de sécurité.
τ	Contrainte de cisaillement.
δ	Angle de frottement sol-mur
P_a	La poussée de terre
K_a	Le coefficient de poussée des terres
K_p	Coefficient de butée
K_0	Coefficient de pression des terres au repos.
e	Excentricité de la résultante des charges.
S_v	L'espace vertical entre les lits de renforcement.

S_h	L'espace horizontal entre les lits de renforcement.
ν	Coefficient de Poisson.
ψ	Angle de dilatance.
σ_v	Contrainte verticale appliquée sur le renforcement.
σ_h	Contrainte horizontale.
T_{max}	L'effort de traction maximum.
T_p	Efforts au point d'attache au parement.
α_i	Coefficient pour l'évaluation de la traction au parement.
W	Poids du massif
z	Profondeur depuis le sommet d'un ouvrage en remblai renforcé
f^*	Coefficient de frottement apparent sol – armature
τ_{max}	Contrainte maximale de cisaillement mobilisable entre le terrain et un lit de renforcement

Abréviations

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

FHWA : Federal Highway Administration.

GTR : guide de terrassement routier.

NF P94-270 : Normes française de calcul des ouvrages géotechniques.

LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussées.

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Mur en béton.....	5
Figure 1.2 : Mur en gabion.....	6
Figure 1.3 : Mur en sol renforcé (terre armé).....	7
Figure 1.4 : Mur cellulaire.....	7
Figure 1.5 : Murs « L » ou « T inversé ».....	8
Figure 1.6 : Paroi moulée.....	9
Figure 1.7 : Rideau de palplanches métalliques.....	10

Chapitre 2

Figure 2.1 : Mur en Terre Armée.	13
Figure 2.2 : Les éléments d'un mur en Terre Armée.....	13
Figure 2.3 : Utilisation du géotextile dans le renforcement.	15
Figure 2.4 : Utilisation du géogrille dans le renforcement.....	15
Figure 2.5 : Armatures de renforcement métalliques.....	16
Figure 2.6 : Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée.....	17
Figure 2.7 : Parement à éléments métalliques.....	19
Figure 2.8 : Profil d'un élément métallique.....	19
Figure 2.9 : Parement en béton.....	20
Figure 2.10 : Ecaille en béton.....	21
Figure 2.11 : Connexion Parement/Armature.....	22
Figure 2.12 : Stockage et déchargement des panneaux.....	22
Figure 2.13 : Mise en place d'une longrine de réglage.	23
Figure 2.14 : Mise en place des armatures.....	24
Figure 2.15 : Remblayage et compactage.	24
Figure 2.16 : Fixation des écailles.....	25
Figure 2.17 : consolidation des écailles de la dernière assise.....	25
Figure 2.18 : Corrosion des renforcements métalliques (SETRA, 1994).....	26

Figure 2.19 : Pose des témoins de durabilité, renforcements métalliques et géosynthétiques.....	27
Figure 2.20 : Mouvement d'écaïlles dus à un tassement différentiel, sans et avec fracturation du parement.....	27
Figure 2.21 : Rupture brutale d'un ouvrage sans signes précurseurs, et un mur en terre armée (présence d'une nappe d'eaux).....	28
Figure 2.22 : Dégradation du béton d'une écaïlle par réaction sulfatique externe et défaut d'entretien.....	29
Figure 2.23 : Utilisation de la terre armée dans plusieurs domaines.....	31
Figure 2.24 : Rampes d'accès des ponts réalisés en Algérie.....	31

Chapitre 3

Figure 3.1 : Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement exercée par le sol sur l'armature.....	34
Figure 3.2 : Etat de contrainte.....	35
Figure 3.3 : Résultats force-déplacement des essais de cisaillement sur un sable dense avec et sans renforcement (Jewell.1980).....	37
Figure 3.4 : différentes formes d'armatures.....	38
Figure 3.5 : Influence de l'état de surface sur le coefficient de frottement apparent. (Schlosser et Elias, 1978).....	39
Figure 3.6 : Relation contrainte-déformation d'un sol granuleux (Basset, 1978).....	43
Figure 3.7 : influence des poids des terres sur f^* dans un essai d'extraction (Schlosser, Guilloux, 1981).....	44
Figure 3.8 : Exemple de répartitions d'armatures pouvant provoquer une rupture, interne par défaut d'adhérence.....	47
Figure 3.9 : Modes de ruine externe des murs en terre armée.....	48
Figure 3.10 : Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé.....	48
Figure 3.11 : Fonctionnement interne d'un mur en terre armée (LCPC 2003).....	50
Figure 3.12 : Position de la ligne des tractions maximales des murs en Terre Armée....	51
Figure 3.13 : Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé.....	51
Figure 3.14 : Variation de K en fonction de l'extensibilité du renforcement.....	52
Figure 3.15 : variation de coefficient α en fonction de la profondeur (NF P94-270)....	54

Figure 3.16 : Fonctionnement externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003].....	56
Figure 3.17 : Répartition de Meyerhof.....	57
Figure 3.18 : Coin actif et passif de Coulomb limité par la surface du remblai.....	59
Figure 3.19 : Equilibre de Rankine.....	60
Figure 3.20 : Équilibre de Boussinesq et de Rankine.....	61
Figure 3.21 : Poussée à l'arrière d'un mur (Massifs de forme "trapézoïdale".....	62
Figure 3.22 : Mur en terre armée avec buté.....	62

Chapitre 4

Figure 4.1 : géométrie d'un mur en terre armée (cas de référence).....	66
---	----

Chapitre 5

Figure 5.1 : Géométrie du modèle numérique.....	74
Figure 5.2 : Modélisation des armatures en conditions 2D.....	78
Figure 5.3 : Menu « General settings ».....	79
Figure 5.4 : fenêtre pour les dimensions géométriques.....	79
Figure 5.5 : Maillage du modèle.....	80
Figure 5.6 : Pression interstitielle -phase initiale.....	81
Figure 5.7 : Contrainte effective - phase initiale.....	81
Figure 5.8 : Les phases de calcul.....	82
Figure 5.9 : Déformation du maillage (mode de rupture).....	83
Figure 5.10 : zone de rupture maximale.....	84
Figure 5.11 : Contrainte totale.....	85
Figure 5.12 : Déplacement total à la fin de la phase de construction.....	86
Figure 5.13 : Déplacement vertical.....	87
Figure 5.14 : Déplacement horizontal.....	88
Figure 5.15 : Efforts des tractions maximales dans chaque lit de renforcement.....	89
Figure 5.16 : Répartition des forces de traction sur les armatures de renforcements...	91
Figure 5.17 : diagramme de la poussé de terre.....	91
Figure 5.18 : fenêtre « calculation information ».....	92
Figure 5.19 : Surface de rupture après Phi /C réduction.....	92
Figure 5.20 : l'influence de type de renforcement sur le déplacement Horizontal.....	94

Figure 5.21 : l'influence de type de renforcement sur le facteur de sécurité.....	95
Figure 5.22 : variation du déplacement horizontal en fonction de la longueur.....	96
Figure 5.23 : variation du FS en fonction de L.....	96
Figure 5.24 : Influence de l'angle de frottement du remblai sur le comportement du mur.....	97
Figure 5.25 : Variation du FS en fonction du positionnement de la nappe.....	98
Figure 5.26 : Influence de l'interaction sol-armature.....	99
Figure 5.27 : influence de la flexibilité du parement.....	100
Figure 5.28 : influence de nombres de phase du calcul.....	101
Figure 5.29 : Les contraintes verticales en fonction de la hauteur.....	103
Figure 5.30 : Les contraintes horizontales en fonction de la hauteur.....	104
Figure 5.31 : La traction maximale Tmax dans chaque lit d'armature en fonction de la hauteur.....	104

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Classification des ouvrages de soutènement	4
Tableau 3.1 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H	46
Tableau 4.1 : Variation des contraintes en fonction de z	68
Tableau 4.2 : les résultats de T_{max} et T_p dans chaque lit d'armature.....	70
Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques du sol.....	75
Tableau 5.2 : Caractéristiques du parement du mur.....	76
Tableau 5.3 : Caractéristiques des armatures métalliques	77
Tableau 5.4 : Résultats du calcul numérique de T_{max}	90
Tableau 5.5 : influence de la variation de type de renforcement	93
Tableau 5.6 : Résultats du calcul de L'effet de la Longueur des armatures.....	95
Tableau 5.7 : Influence de l'angle de frottement du remblai.....	97
Tableau 5.8 : Comparaison des résultats des contraintes horizontales et la traction maximale et la force de pousse derrière le mur pour un mur de soutènement en terre armée.....	103

Introduction générale

Introduction générale

La terre armée est un matériau hétérogène composé de deux matériaux, la terre et les armatures (métalliques ou géosynthétiques) disposées horizontalement. La terre est un sol pulvérulent de faibles caractéristiques mécaniques, en particulier sa résistance à la traction est pratiquement nulle. Les armatures sont des éléments linéaires flexibles qui servent à renforcer certaines zones où la résistance de terre seule n'est pas suffisante.

La fonction principale des couches d'armatures à l'intérieur du sol est d'améliorer la résistance à la traction du corps du sol par le frottement créé à travers la surface d'armature et la résistance passive dans le sens transversal au déplacement. Ces deux composants de la terre armée ont des modules de déformations très différents. L'interaction entre eux est assurée par le biais de frottements qui se développent à l'interface et qui empêche leur déplacement relatif.

Comprendre les mécanismes de rupture d'un mur en terre armée est l'influence de quelques paramètres telle que le type, la longueur et la rigidité des armatures et les propriétés de sol est possible à travers l'analyse par éléments finis à l'aide du logiciel de calcul Plaxis 2D.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'étudier essentiellement le comportement d'un mur en terre armée renforcé par des armatures métalliques nervurées analytiquement et numériquement par le logiciel Plaxis. Ce travail est suivi par une étude paramétrique afin d'analyser l'influence du type et longueur d'armatures, l'angle de frottement du sol et la présence de la nappe phréatique sur la stabilité de l'ouvrage.

Le travail sera divisé en cinq chapitres y compris une introduction générale et une conclusion générale.

- Le premier chapitre : en présentant des généralités sur les murs de soutènements.
- Le deuxième chapitre : concernant une revue générale sur la terre armée.
- Le troisième chapitre : en exposant les méthodes de dimensionnement et justification des ouvrages en terre armée.
- Le quatrième chapitre : développe à une étude analytique d'un mur en terre armée après la présentation du cas de référence.
- Le cinquième chapitre : s'intéresse à la modélisation numérique d'un mur de soutènement en terre armée renforcé par des armatures métalliques, une étude

paramétrique est effectuée en fonctions de plusieurs paramètres. Ce chapitre se termine par une étude comparative des principaux résultats entre la modélisation analytique et numérique.

Et nous terminons la présente étude par une conclusion générale.

Chapitre 1:
Généralités sur les murs de
soutènements

1. Introduction :

Dans le domaine du génie civil, l'utilisation des ouvrages de soutènement est très intéressante car ils sont des constructions qui soutiennent et retiennent la terre afin d'empêcher la rupture de sédiments aux endroits où la stabilité de la pente ne peut être assurée par l'état du sol lui-même ou par d'autres ouvrages réalisés.

2. Définition de murs de soutènements :

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol destinées à retenir les terrains situés à l'amont d'un ouvrage dans un volume réduit.

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par :

- Leur morphologie.
- Leur mode de fonctionnement.
- Les matériaux qui les constituent.
- Leur mode d'exécution.
- Leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique).

3. Fonction des murs de soutènement :

Les murs de soutènement sont essentiellement employés :

- Prévenir l'érosion des sols : Un mur de soutènement peut être utilisé pour empêcher que le sol ne soit emporté par l'érosion.
- Stabilité : l'aménagement d'un terrain en pente représente un grand défi. La pente provoque une pression latérale qui peut entraîner le déplacement du sol vers le bas. La construction d'un mur de soutènement, qui redistribuera et accommodera cette pression, et permettra ainsi d'aménager le terrain sans que le sol ne glisse vers le bas.
- Intérêt visuel : afin de créer un aménagement visuellement agréable, on devra peut-être construire un mur de soutènement pour retenir la terre. Par exemple, on peut utiliser les murs pour créer une colline artificielle pour entourer notre terrain.
- Les murs de soutènement peuvent être couramment requis dans la construction de routes, de barrages en maçonnerie, de contreforts, etc.
- Les murs de soutènement retiennent la charge requise de l'une des manières suivantes ou d'une combinaison de celles-ci : poids propre ou gravité, ancrage et forme.

4. Les différents types des ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement se distinguent par la manière dont les efforts de poussées (du terrain derrière l'ouvrage) sont repris. La poussée peut être reprise par :

- Le poids de l'ouvrage.
- L'encastrement de l'ouvrage.
- L'ancrage de l'ouvrage.

Le tableau 1.1 [17] montre les différents types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente. L'ancrage de l'ouvrage.

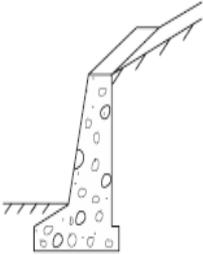
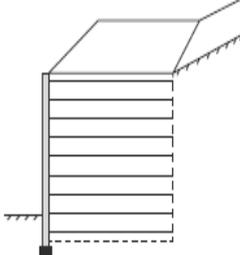
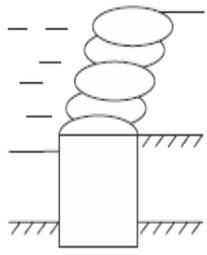
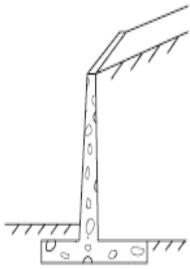
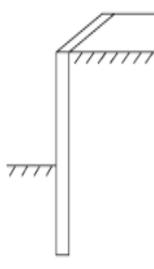
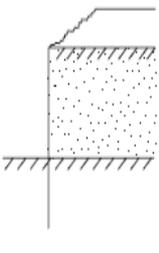
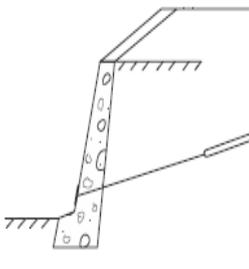
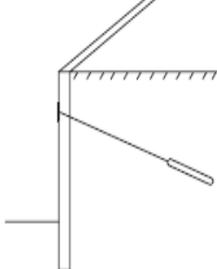
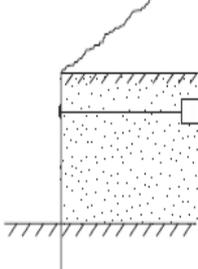
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur-poids en béton ou maçonnerie	Mur en sol renforcé	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur en « T inversé » en béton armé	Paroi moulée	Palplanches
Ancrage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

Tableau 1.1. Classification des ouvrages de soutènement [17]

4.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement :

On distingue 4 familles principales d'ouvrages :

4.1.1. Mur poids :

Le murs poids est parmi les plus anciens murs de soutènement ; il résiste à la poussée des terres par son propre poids, il est généralement construit en béton (figure 1.1) ou en maçonnerie, il pose souvent des problèmes de tassement et de fondation dans le cas des terrains ne présentant pas de bonnes caractéristiques mécaniques. [3]



Figure 1.1 : Mur en béton

4.1.2. Mur en gabions :

Sont le plus souvent construits pour des soutènements de talus. Ces ouvrages en gabions permettent d'y intégrer des mobiliers urbains (figure 1.2). Ce type de mur de soutènement poids est très avantageux [29] :

- Simple installation ;
- Le drainage est efficace ;
- Un ouvrage soigné esthétiquement et moderne.



Figure 1.2 : Mur en gabion

4.1.3. Les murs en sol renforcée

Dans ces murs le remblai est renforcé ou armé (figure 1.3). Lors de la mise en place du massif de remblai par couches successives compactées, on y insère les éléments de renforcement. Les renforcements sont souples, résistants et extensibles. Ils peuvent être métallique (lanière métallique, treillis soudé, etc.) ou synthétique (nappes géotextiles, bandes géo synthétiques, etc.)



Figure 1.3 : Mur en sol renforcé (terre armé)

4.1.4. Les ouvrages cellulaires :

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Dans un ouvrage cellulaire (figure 1.4), la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple, on utilise généralement dans les travaux maritimes.



Figure 1.4 : Mur cellulaire

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

Dans le cas où la poussée est reprise par un encastrement, plusieurs types d'ouvrages sont à signaler. Parmi lesquels, on citera :

4.2.1. Mur en « L » ou « T renversé » en béton armé (ou mur cantilever) :

Il est composé d'une base élargie (semelle) et encadrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale qui passe par l'extrémité arrière de la semelle (figure 1.5).

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

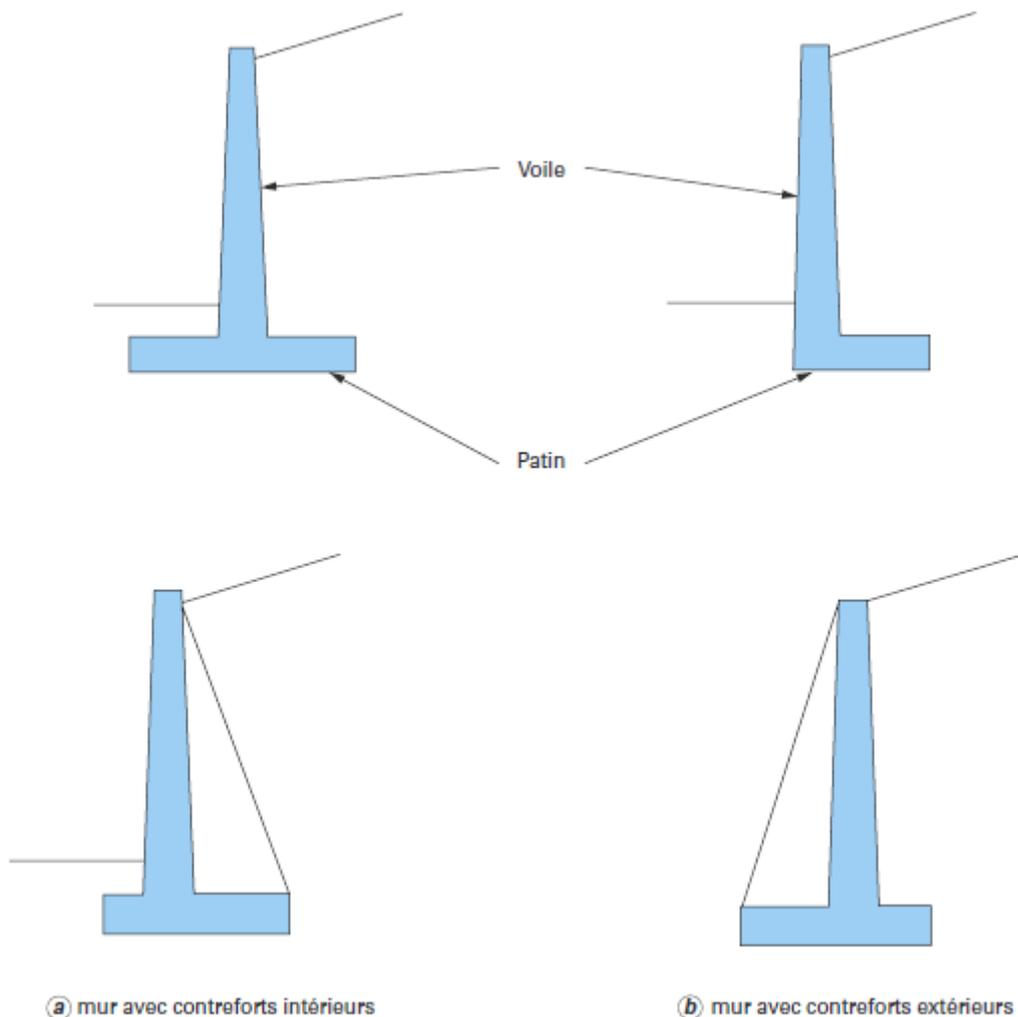


Figure 1.5 : Murs « L » ou « T inversé » [17]

4.2.2. Les murs en parois moulées :

Il s'agit d'une technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation. (Figure 1.6)



Figure 1.6 : Paroi moulée

4.2.3. Les rideaux de palplanches :

Ce sont des ouvrages de soutènement flexibles (figure 1.7), ils sont très résistants en flexion dont les appuis sont constitués par le sol en fiche (la partie enterrée du rideau) et des tirants d'ancrage ou butons qui sont disposés dans la partie libre de l'écran. Les palplanches sont des profilés, elles sont enfoncées dans le sol par battage, vérinage ou vibrage. S'emboîtant les unes aux autres, elles permettent la réalisation des rideaux contenus très étanches qui peuvent être rectilignes ou courbes. [30]

Leur domaine d'utilisation est assez large du fait qu'elles permettant de construire des soutènements aussi bien en remblai qu'en déblai .de plus, la relativement étanche ce qui la rend intéressant pour des sites aquatique (batardeau). Ainsi, elle peut être employée pour le soutènement et défenses de berges de rivières et canaux.



Figure 1.7 : Rideau de palplanches métalliques

4.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres. Les tirants sont très fréquents dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement la poussée des terres. Après excavation les efforts seront repris par les planchers disposés entre les parois et souvent les tirants seront désactivés. [24]

Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc :

- les murs ancrés.
- les parois moulées ancrées.
- les palplanches ancrées.

5. Conclusion :

Les murs de soutènement sont utilisés depuis longtemps, car ils jouent un rôle très important dans la stabilité des massifs.

Comme nous l'avons vu, les murs de soutènement sont classés en fonction de la poussée de la terre. À cet effet, il faut procéder à une étude approfondie du projet dans le but de choisir le type de mur qui assure la sécurité et le plus économique. Ceux-ci comme les murs de terre renforcé ont été choisis avec leur utilisation plus répandue ces derniers jours.

Chapitre 2 :

Revue générale sur la terre

armée

1. Historique et développement :

Sur une plage d'Ibiza, Henri VIDAL (ingénieur des ponts et chaussé et architecte) a remarqué que l'association d'aiguilles de pin et de grains de sable pouvait avoir un sens [15], il poursuivit pendant des années des expériences sur ce sujet tout seul, et avec beaucoup de difficultés, il est arrivé à une conclusion conduisant à la naissance d'un nouveau matériau appelé « La terre armée ».

Voyons comment cette technique a évolué avec le temps [5] :

- En 1958-1962 : Modèles réduits en papier journal. Réflexions. Intuitions. Calculs ;
- En 1963 : Henri VIDAL publie les premiers résultats de sa recherche ;
- En 1965 : construction du premier mur en terre armée ;
- En 1968 : Henri VIDAL convainc un ingénieur des Ponts et chaussées de construire un mur expérimental en Terre Armée et obtient de la Direction du LCPC que ce mur soit instrumenté ;
- En 1969 : les premiers ouvrages autoroutiers : Autoroute A8 (Roquebrune –Menton) ;
- À partir de 1971 : l'usage de terre armée c'est beaucoup développé en France et le monde, l'essentiel de la recherche dans ce domaine a été consacré à l'aspect statique (Schlosser et al. 1973 ; Juran et al. 1980) ;
- En 1975 : après beaucoup de recherche Henri VIDAL décide d'utiliser que l'acier galvanisé comme matériau de renforcement.

Les principes de cette technique appliqués au début restent parfaitement valables jusqu'aujourd'hui.

2. Définition :

La Terre Armée (Figure 2.1) est un matériau composite formé par l'association d'un remblai en sol pulvérulent compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction liées à un parement. Ce matériau à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées tout au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont. [31]

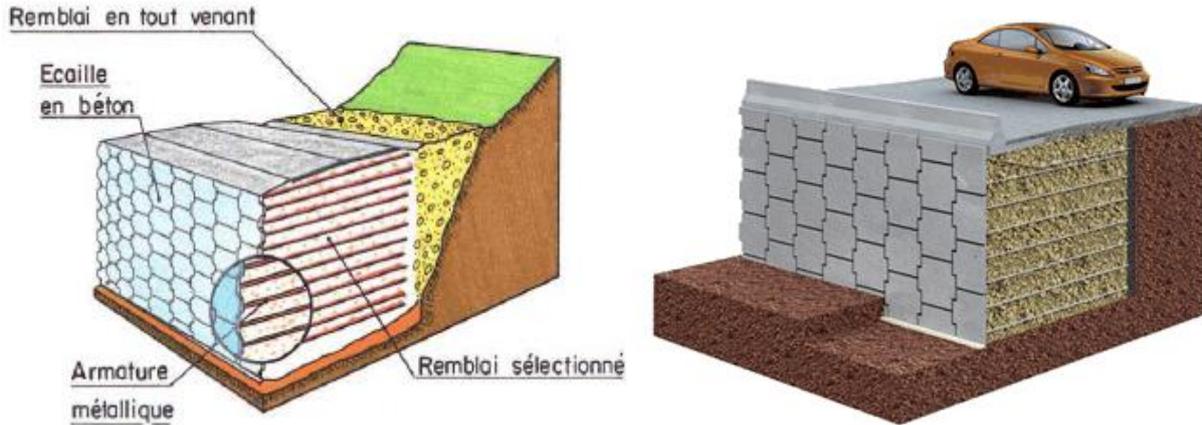


Figure 2.1 : Mur en Terre armée [5]

3. Les éléments d'un ouvrage en terre armée :

La Figure 2.2 présente les principaux composants de la terre armée, Chacun des éléments de la structure a une influence directe sur sa stabilité et ses performances.

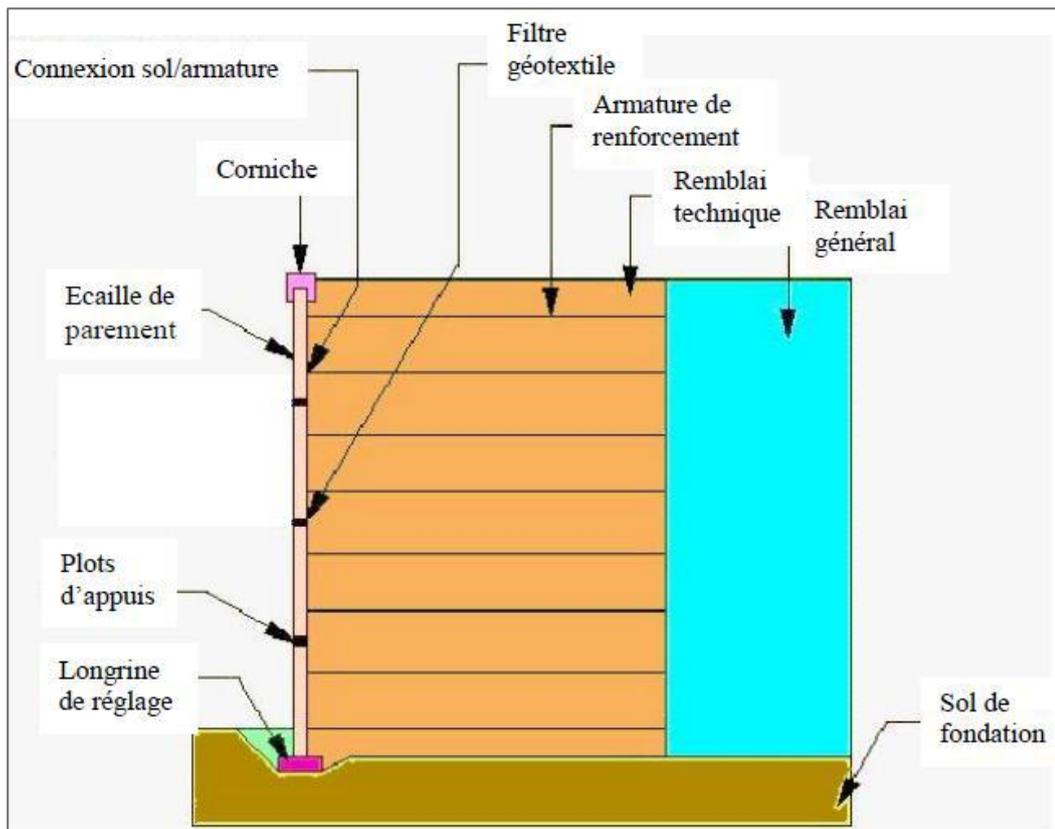


Figure 2.2 : Les éléments d'un mur en Terre Armée [19]

3.1. Le renforcement :

Le renforcement se présente sous la forme de bandes de 5 à 10 cm, d'une épaisseur de quelques millimètres, souvent crénelées pour assurer un frottement plus important avec le sol à renforcer. Le choix de la répartition et des longueurs des armatures résulte du calcul de la stabilité interne du massif.

Elles doivent posséder les caractéristiques suivantes :

- ✓ Bonne résistance à la traction et rupture non fragile ;
- ✓ Bonne flexibilité ;
- ✓ Faible déformabilité aux charges de services ;
- ✓ Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai ;
- ✓ Durabilité ;
- ✓ Economie.

Suivant les cas d'application, on distingue :

3.1.1. Les Géo-synthétique :

Les matériaux de renforcement géo-synthétiques sont des matériaux polymères de haute performance dont le constituant principal est généralement du polypropylène (PP), polyéthylène haute densité (PEHD) ou du polyester (PET). Ce type d'armatures constitue une solution efficace lorsque les caractéristiques chimiques du remblai sélectionné ou les conditions environnementales ne sont pas adaptées à l'utilisation d'acier galvanisé. [13]

Le renforcement en géo-synthétique pour les ouvrages en Terre Armée peut être classé en deux catégories : les géotextiles et les géogrilles.

➤ **Géotextiles** : Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères (polypropylènes, polyesters, polyéthylènes) et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement. (Figure 2.3)

➤ **Les géogrilles** : La structure plane est un réseau rectangulaire (grilles) formée par des éléments longitudinaux et transversaux à travers un procédé d'extrusion, de soudage et d'entrelacement. (Figure 2.4)



Figure 2.3 : Utilisation du géotextile dans le renforcement

Comme les géotextiles, les géogrilles sont aussi divisées en groupes en accord avec le procédé de fabrication : Les géogrilles extrudées, uniaxiales et biaxiales.



Figure 2.4 : Utilisation du géogrille dans le renforcement [16]

3.1.2. Les armatures métalliques :

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 50 à 80 mm de largeur et de 3 mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence (Figure 2.5). D'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés, ont été développés et utilisés dans les murs en terre armée.

Cependant, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent.



Figure 2.5 : Armatures de renforcement métalliques. [30] et [29]

Remarque :

Il existe d'autres types d'armatures tels que les armatures en alliage d'aluminium et les armatures en acier inoxydable, ces derniers ont été rapidement abandonnés suite à des effondrements d'ouvrages mettant en évidence un comportement anormal vis-à-vis de la corrosion.

3.2. Remblais :

3.2.1. Remblai général :

Le sol qui constitue l'arrière du mur s'appelle le remblai général. Il n'est pas renforcé par des armatures et ne fait pas partie du massif.

3.2.2. Remblai dit technique :

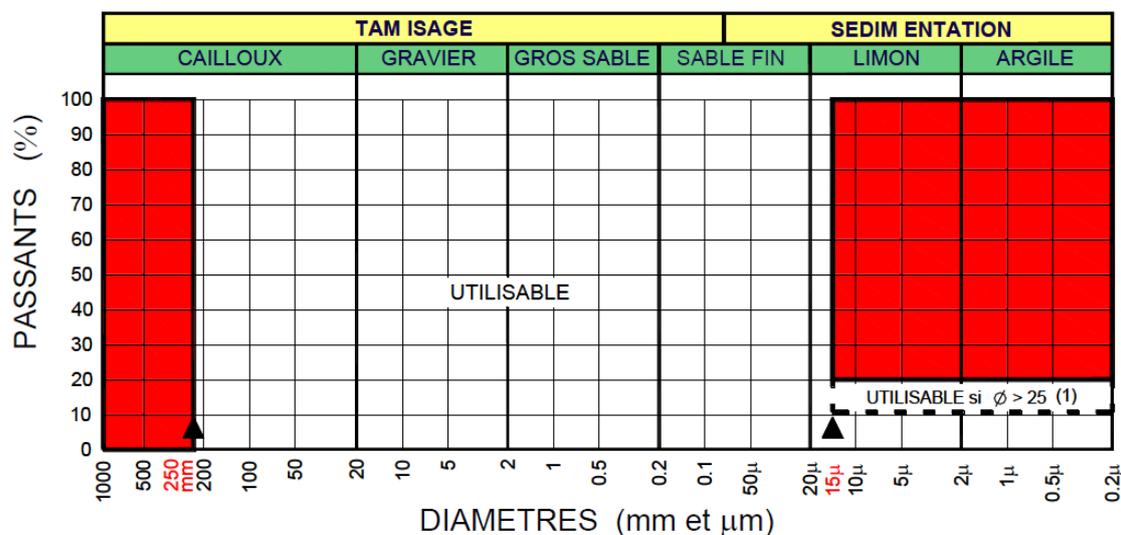
C'est la part la plus en volume qui participe directement à la résistance des ouvrages en terre armée, ses caractéristiques revêtent donc une importance toute particulière. Les matériaux de remblai peuvent être soit des sols naturels ou industriels. Pour une utilisation à caractère expérimental, on a eu aussi recours à des matériaux traités (craie traitée à la chaux ou au ciment, par exemple). Ils ne contiennent en principe ni terre végétale, ni matière putrescible, ni déchets domestiques.[2]

La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci :

➤ **critères géotechniques (physiques) :**

Outre les critères de choix et de teneur en eau des remblais classiques, les matériaux utilisés en terre armée doivent présenter une courbe granulométrique contenue entièrement dans la zone blanche du graphique ci-dessous (figure 2.6).

Pour simplifier les mesures granulométriques, tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à 80µm sont acceptés sans autre mesure, 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 où la mesure de l'angle de frottement ϕ n'est pas nécessaire. Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai $C_u = D_{60}/D_{10}$ (D_{60} et D_{10} représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieurs représentent 60% et 10% du poids total). Dans le cas où C_u serait <2 , il y aurait lieu de dimensionner l'ouvrage en conséquence [19].



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

Figure 2.6 : Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée [10].

➤ **Critères de mise œuvre :**

Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau du remblai sont indispensables pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Les critères exigés sont généralement les mêmes que ceux utilisés pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR2000, LCPC, SETRA, NCMA, FHWA). Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des écailles, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures. Ces couches sont réalisées avec les engins de terrassement traditionnels. Il faut éviter le passage direct des engins avec les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,5 m des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité). Le taux de compactage en tout point du massif en Terre Armée doit être supérieur ou égale à 95% de l'Optimum Proctor Normal. [12]

Toutefois, le remblai situé à moins de 1,5 m du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant.

Les matériaux ne doivent jamais être mis en place à une teneur en eau supérieure à celle de l'Optimum Proctor. Un système d'évacuation des eaux superficielles (pentes de remblais, rigoles) sera prévu à chaque niveau de remblaiement.

➤ **critères chimiques et électrochimiques :**

✓ *Pour les armatures métalliques :*

La durée de service d'un ouvrage en terre armée 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, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, PH, teneur en sels solubles. C'est pourquoi des critères électrochimiques ont été établis afin de garantir un vieillissement lent et contrôlé des structures.

Pour les ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont [20] :

- Résistivité du sol saturé supérieure à 1000 $\Omega \cdot \text{cm}$;
- PH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ($5 \leq \text{pH} \leq 10$) ;
- Teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg ($\text{CL} \leq 200 \text{ ppm}$) ;
- Teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ($\text{SO}_4^{--} \leq 1000 \text{ ppm}$) ;
- Teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ($\text{S} < 300 \text{ ppm}$) ;
- Pas de matières organiques.

✓ *Pour les armatures synthétiques :*

En ce qui concerne l'armature synthétique généralement, seul le critère de PH doit être vérifié. Il convient de ne pas employer des renforcements géosynthétiques dans des conditions de PH extrêmes ($\text{pH} < 4$ ou $\text{pH} > 11,5$), quelle que soit la classe de durée d'utilisation de l'ouvrage.

3.3. Le parement :

Le parement est la face apparente du remblai renforcé. 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 ;
- Eviter 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).
- Dans les premiers temps, l'équipement de base du parement était un cylindre métallique à section semi-elliptique, très déformable et stable vis-à-vis des poussées exercées par le sol de remblai. (Figures 2.7 et 2.8)

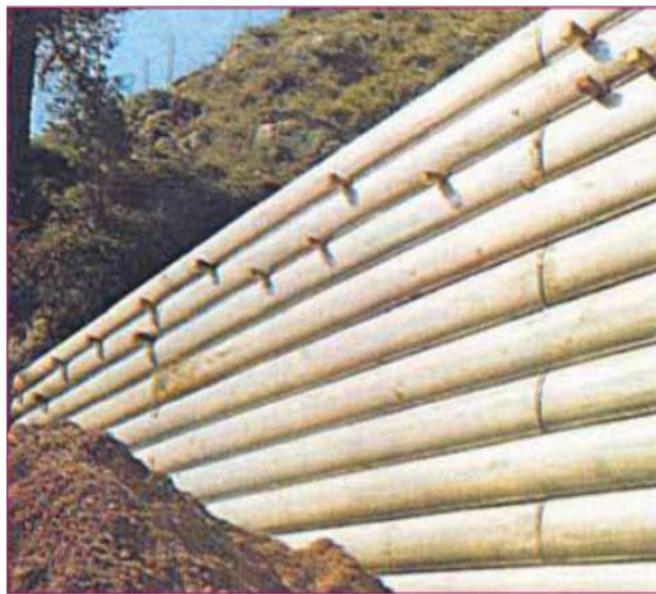


Figure 2.7 : Parement à éléments métalliques [5]

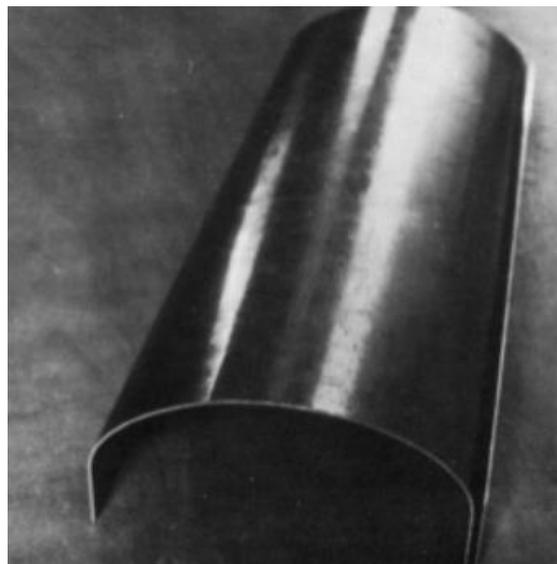


Figure 2.8 : Profil d'un élément métallique. [28]

Ce type de parement n'est réservé qu'à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parements légers.

Le parement métallique a été rapidement remplacé par un parement constitué d'écailles cruciformes en béton d'un poids total d'environ 1t (Figure 2.9), de (1,50m sur 1,50m) avec une épaisseur actuelle est d'environ 14cm. [12]

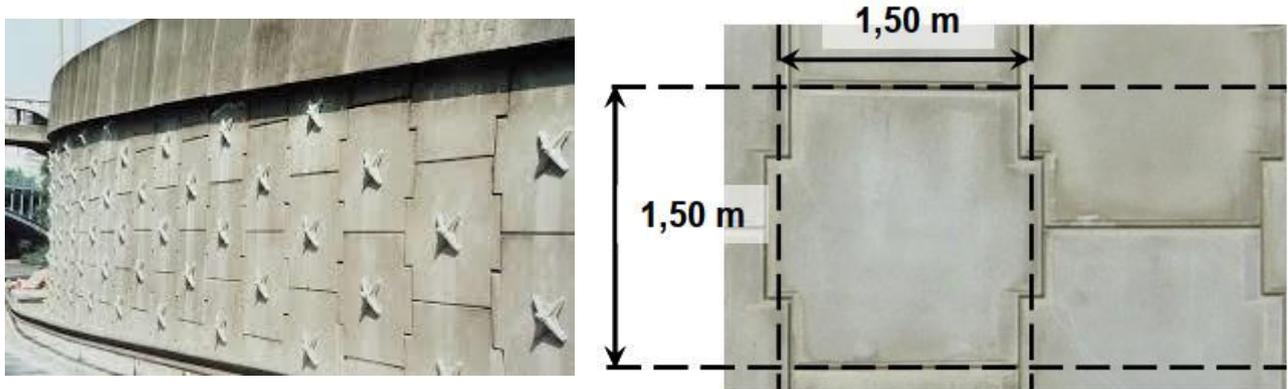


Figure 2.9 : Parement en béton. [5]

Aujourd'hui il y'a trois types d'écailles sont utilisées : A4, C4 et C6 [Annexe 1] ces trois types dépendent principalement du mode d'armement de l'écaille. Pour un mur courant d'une hauteur de 10m, on utilise en général :

- l'écaille de type A4 non armée pour la partie supérieure du mur (sur 6m).
- l'écaille de type C4 ou C6 armée pour la partie inférieure du mur (sur 4m).

Ces éléments sont généralement préfabriquées en usine dans des moules permettant d'obtenir une bonne régularité de leur dimension. Chaque écaille est constituée de (figure 2.10) :

- Un parement qui sera la face visible de l'écaille ;
- Amorce destinée à recevoir les armatures ;
- Manchons dans les quels seront ancrés une tige de fer (goujon) pour l'assemblage des écailles ;
- Butées pour pallier les déplacements des écailles.

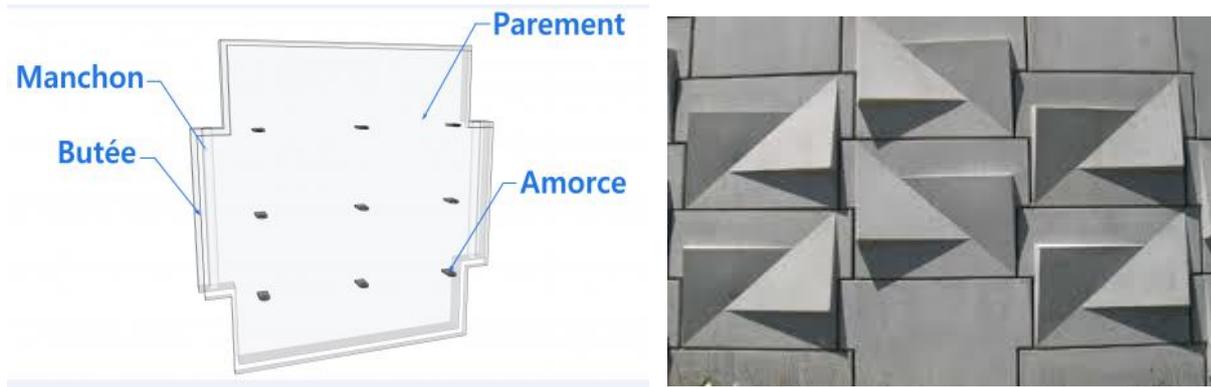


Figure 2.10 : Ecaille en béton. [30]

3.4. Autre éléments secondaire :

3.4.1. Plots d'appuis :

Ils sont fabriqués à base d'élastomères chargés et nervurés. Ils sont insérés entre deux écailles successives d'une même colonne afin de procurer un espacement suffisant et d'éviter ainsi d'avoir des points de contact béton contre béton, pouvant créer des épaufrures. Ils assurent aussi la compressibilité du système de parement, indispensable au bon fonctionnement de la Terre Armée. [6]

3.4.2. Semelle de réglage :

C'est une semelle en béton non armé utilisée pour garantir un niveau de planéité approprié pour placer la première rangée d'écailles.

3.4.3. Connexion parements/armatures :

La connexion entre les armatures et les panneaux en béton préfabriqué est une caractéristique essentielle des systèmes en Terre Armée. La connexion éprouvée « TA Classique » (Figure 2.11 a) est utilisée avec des armatures en acier et des échelles haute adhérence HA qui sont raccordées à des amorces galvanisées incorporées dans les panneaux de parement et fixées par un écrou à haute résistance.

La connexion écaille / armature géo-synthétique est assurée selon les normes en vigueur et consiste, suivant le principe d'une tringle à rideaux, à enfiler alternativement une barre Ø32 dans le géo-synthétique puis dans les étriers ancrés dans les écailles.

Le système GeoMega (Figure 2.11 b) est une connexion entièrement synthétique scellée dans le panneau de parement en béton lors de sa préfabrication. Associée aux armatures GeoStrap et EcoStrap développé par le groupe Freyssinet de la société Terre Armée International (TAI). [7]



Figure 2.11 : Connexion Parement/Armature

(a) Connexion TA classique

(b) connexion GeoMega

4. Mise en œuvre d'un mur de soutènement en terre armée :

La construction d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée comporte les phases suivantes :

4.1. Stockage des éléments :

Les panneaux sont transportés et stockés à plat. Des bois de calage, interposés entre eux, évitent de plier les amorces sur lesquelles viennent se boulonner les armatures métalliques (Figure 2.12). Les armatures métalliques sont livrées en botte d'un poids maximum de 3 tonnes ; les armatures synthétiques sont livrées en rouleaux de 100 m [7]



Figure 2.12 : Stockage et déchargement des panneaux [7]

4.2. Mise en place d'une longrine de réglage :

Comme toute construction, la première tâche à effectuer est la préparation de l'assise de l'ouvrage .pour les murs de soutènement en terre armée (figure 2.13), cette étape se déroule comme suit :

- Pour commencer, il faudra niveler la plateforme de façon à ce que le sol d'assise soit bien plan ;
- Par la suite, il faudra procéder au coulage du béton pour la réalisation de la longrine de réglage ou vous allez tout simplement mettre en place une semelle en élément préfabriqué.

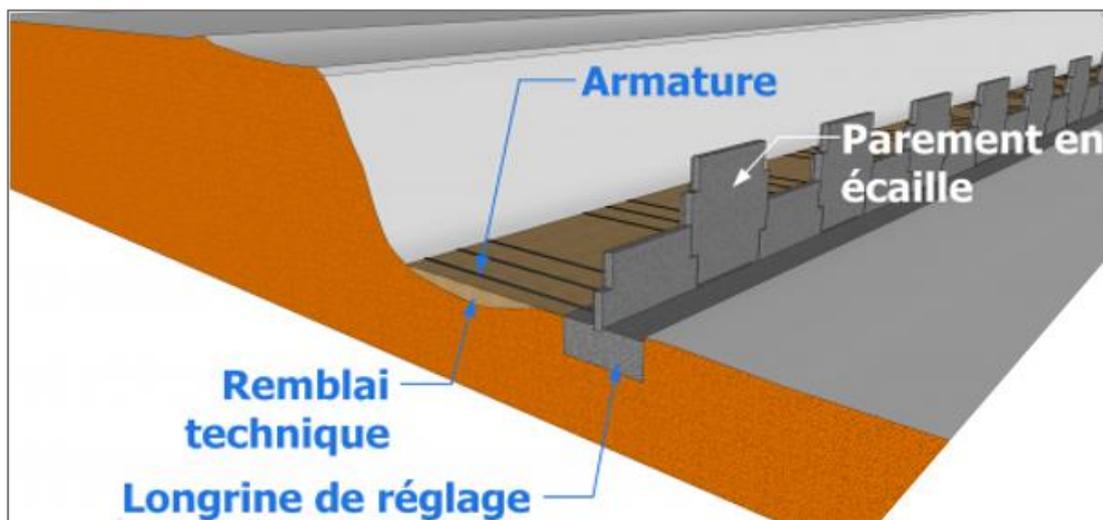


Figure 2.13 : Mise en place d'une longrine de réglage [30]

4.3. Préparation du sol d'assise et mise en place des armatures :

Après avoir préparé le sol d'assise et coulé la longrine de réglage, il faudra mettre en place le premier lit d'écaille sur la longrine de réglage dans la réservation pour éviter le renversement.

Puis il faudra étaler et compacter une couche de remblai d'une épaisseur de 20 cm à 40 cm sur la plateforme (figure 2.14). Pour finir, placer la première rangée d'armature sur le remblai compacté et la fixer aux amorces à l'aide de boulons.

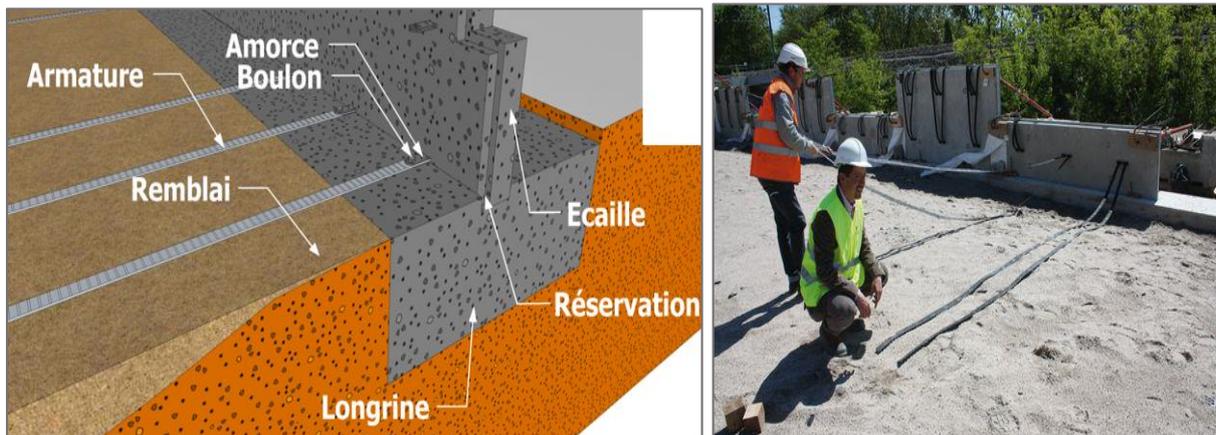


Figure 2.14 : Mise en place des armatures. [30]

4.4. Mise en place et compactage de la première couche de remblai :

Une fois les armatures bien fixés, il faudra étaler une nouvelle couche de remblai puis la compacter (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). [11]

Il faut répéter le même processus jusqu'à la hauteur de la rangée d'écaïlle (figure 2.15).



Figure 2.15 : Remblayage et compactage [7]

4.5. Fixation des écaïlles :

Une fois que le remblai atteint le niveau de la tête d'une assise d'écaïlle, il faut placer l'assise suivante les écaïlles seront fixées entre-elles en les liant par l'intermédiaire d'un goujon ancré dans les manchons des coussins en caoutchouc devront être également placés sur la tête des écaïlles afin d'admettre un léger déplacement et éviter d'éventuelles fissures (figure 2.16). [30]

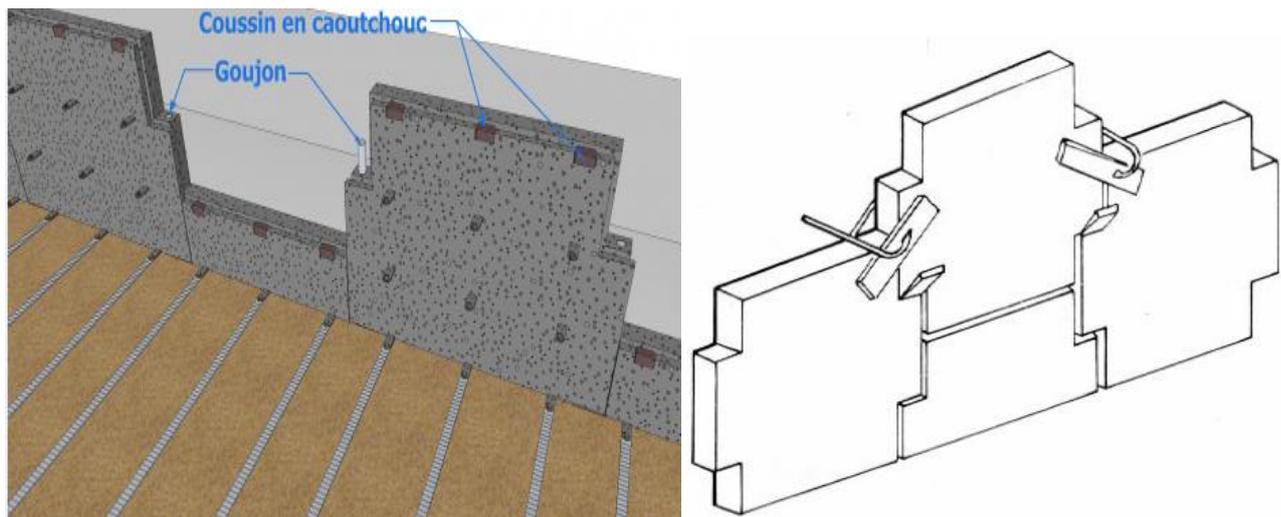


Figure 2.16 : Fixation des écaïlles. [28]

4.6. Phase final :

La répétition les 4 étapes jusqu'à atteindre la hauteur du mur. Après la hauteur souhaitée ait été atteinte, un arase ou chainage en béton devra être placé sur la tête du mur pour consolider les écaïlles de la dernière assise (figure 2.17). [30]

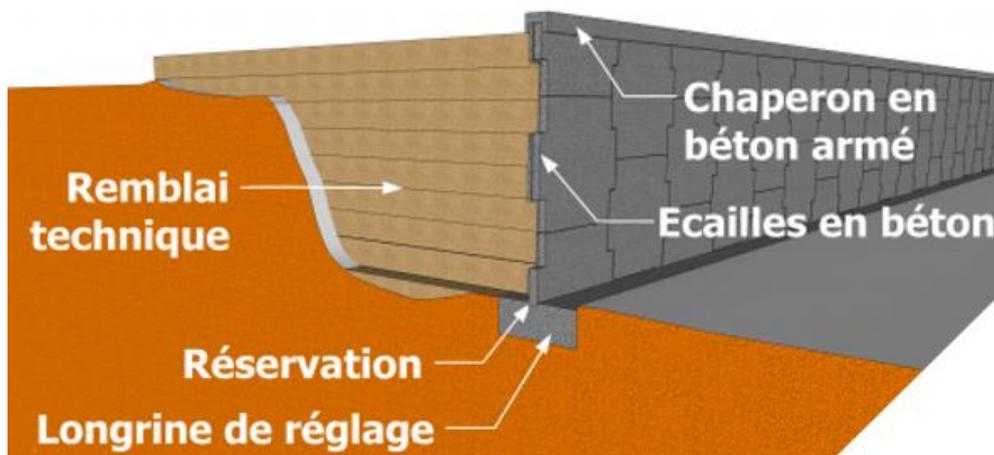


Figure 2.17 : consolidation des écaïlles de la dernière assise [30]

5. Défauts et désordres dans les murs de soutènement en terre armée :

D'une manière générale, les défauts et désordres observés sur les murs de soutènement en terre armée résultent de la concomitance de plusieurs origines, ils peuvent être classés par grandes familles [18] :

5.1. La corrosion des renforcements :

Le vieillissement des armatures métalliques est dû principalement aux phénomènes de corrosion qui, suivant le type de métal, peut être uniforme ou localisé.

La corrosion uniforme se manifeste par un amincissement régulier et lent de l'armature, se prêtant bien à une prévision de son évolution dans le temps, la corrosion localisée se manifeste par des piqûres pouvant provoquées la perforation des armatures sur des surfaces plus ou moins importantes, la corrosion peut être localisée aussi sur la boulonnerie d'attache au parement (figure 2.18).



Figure 2.18 : Corrosion des renforcements métalliques (SETRA, 1994).

Le phénomène et son évolution sont difficilement prévisibles, c'est pourquoi, les témoins de durabilité peuvent être placés dans le remblai (figure 2.19). Les témoins de durabilité sont des échantillons d'armatures de 60 cm à 1 m de longueur du même type et du même métal que ceux utilisés dans l'ouvrage. Ils sont placés dans le remblai au moment de la construction et peuvent être extraits durant la vie de l'ouvrage pour en suivre l'évolution des phénomènes de corrosion. Ces témoins sont implantés dans des écailles spécifiques, réparties sur l'ensemble du parement et dont le nombre total varie d'un ouvrage à l'autre.



Figure 2.19 : Pose des témoins de durabilité, renforcements métalliques et géosynthétiques.

5.2. Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage :



Figure 2.20 : Mouvement d'écaillés dus à un tassement différentiel, sans et avec fracturation du parement. [12]

5.3. Mauvaise exécution :

- Défauts d'alignement dus à l'absence de cales lors de la pose des écaillés ;
- Défauts d'horizontalité et (ou) de rectitude d'un ou plusieurs lits d'armatures ;
- Défauts de longueur d'armatures (par coupures inconsidérées, par exemple) ;

- Défauts de compactage du remblai (excès ou insuffisance) à proximité du parement ou sur l'ensemble du massif ;
- Défauts de drainage, lors de présence d'une nappe (Figure 2.21) ;
- Absence ou manque d'armature ou de boulonnerie.



Figure 2.21 : Rupture brutale d'un ouvrage sans signes précurseurs, et un mur en terre armée (présence d'une nappe d'eaux). [25]

5.4. Exploitation, environnement et défauts d'entretien :

- Agressions physico-chimiques ;
- Chocs de véhicules ;
- Réactions de gonflement interne du béton des écaillés : réaction alcali-granulats, réaction sulfatique (figure 2.22), et développement de végétation arbustive au niveau des joints entre éléments de parements ;
- Défaut d'entretien des dispositifs de drainage et d'assainissement de la voie portée ;
- Accumulation ou développement de végétation arbustive au niveau des joints entre éléments de parement.



Figure 2.22 : Dégradation du béton d'une écaille par réaction sulfatique externe et défaut d'entretien. [25]

6. Domaine d'application de la terre armée :

Pour l'ingénieur d'aujourd'hui, les applications de la terre armée sont très diverses et permettent de construire, de façon économique et sûre, les ouvrages suivants, simplement énumérés ci-dessous :

6.1. Les ouvrages routiers :

La plus grande utilisation de cette technique concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes et autoroutes (par exemple : les murs sous chaussées ; simples ou étagés ; les culées porteuses ; les culées mixtes et les murs de rampes. 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.

6.2. Ouvrages ferroviaires :

Dans nombreux pays, l'utilisation des murs de soutènements en terre armée est pour le chemin de fer ou le métro. L'application de cette technique fait appel à la même technologie qu'en infrastructure routière les structures en terre armée résiste bien aux vibrations engendrée par le passage des rames ainsi cette technique influe par l'augmentation des coefficients de sécurité. [2]

6.3. Ouvrages hydraulique :

La construction de mur de quai en terre armée effectuée entièrement sous l'eau est possible. La technique a déjà utilisée dans plusieurs pays, les facteurs pour ce choix sont :

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

6.4. Ouvrages industriels et protection :

La technique terre armée est une solution spécifique développée pour la construction de silos de stockage de charbon ou de minerai, des murs de déchargements, des postes de criblage et de concassage (figure 2.24).

Les applications industrielles présentent plusieurs caractéristiques [6] :

- Une solution idéal pour la réalisation d'ouvrage de protection civil ou militaire (résiste bien aux explosions, aux déversements accidentels ou aux incendies) ;
- Excellente tenue aux variations thermique ;
- Résistance aux vibrations (concassage et criblage)
- Capacité d'adaptation de la technique qui permet, quels que soient la hauteur et l'aspect (écaillage de béton, peau métallique, parement treillis), de s'accommoder des contraintes liées aux formes (inclinaison des parois, forme rectiligne ou circulaire).

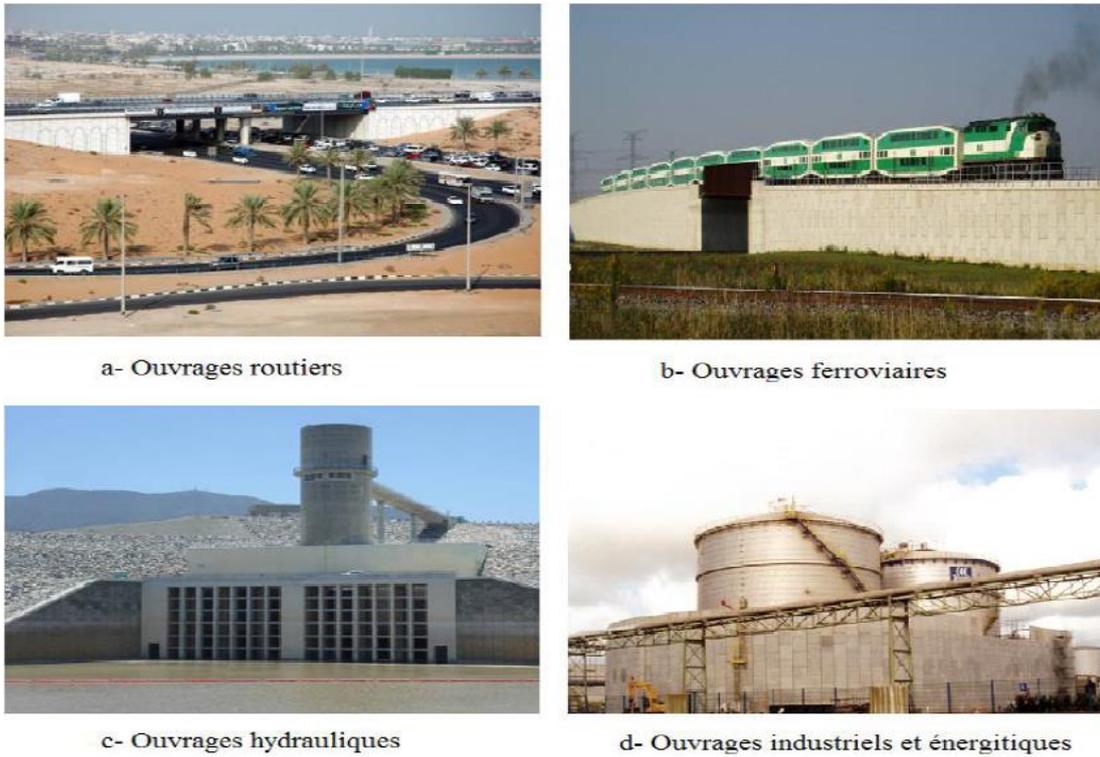


Figure 2.23 : Utilisation de la terre armée dans plusieurs domaines [6].

En Algérie, l'utilisation d'ouvrages en Terre Armée dans le domaine des travaux publics est en pleine progression, ils sont essentiellement utilisés dans la réalisation des remblais d'accès à l'approche des ponts (figure 2.25).

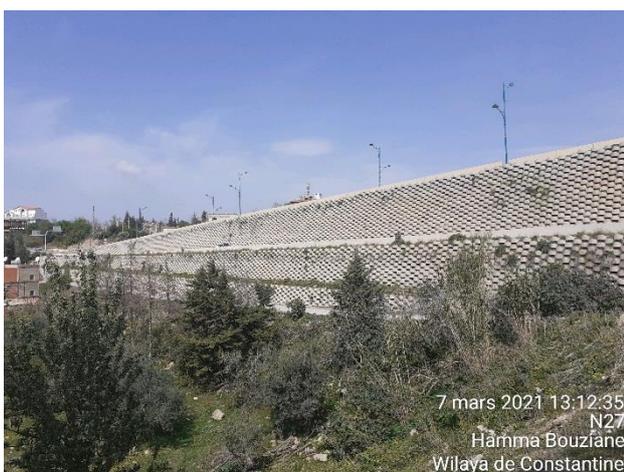


Figure 2.24 : Rampes d'accès des ponts réalisés en Algérie

7. Les avantages de terre armée :

Les avantages de l'utilisation d'un mur de soutènement en terre armée sont nombreux, on peut citer quelques-uns :

7.1. Avantage de conception :

- Simple de mise en œuvre.
- Une vaste gamme d'utilisation ;
- Possibilité de vérifier la durabilité des renforcements ;
- Possibilité de corriger les désordres ;
- Possibilités illimitées d'implantations et de géométries,
- Possibilité de rabattre la nappe derrière l'ouvrage par la réalisation d'un système de drainage.

7.2. 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 ;
- Rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués.

7.3. Avantages économiques :

- Réduction de coût par rapport à d'autres structures (Par exemple en béton armé) ;
- Le coût total de chaque ouvrage en terre armée peut se décomposer en trois coûts élémentaires :
 - ✓ Le coût des armatures, pose comprise ;
 - ✓ Le coût de la peau, pose comprise ;
 - ✓ Le coût de mise en place de la terre.

8. Les inconvénients :

Malgré les avantages cités dans la section précédente, les murs de soutènement en terre armée présentent quelques inconvénients :

- Conditions restrictives sur le matériau de remblai (granulométrie et caractéristiques chimiques) ;
- Comportement d'interface armature-sols grossiers mal connu ;
- Présence d'eau à éviter ;
- Sensibilité à la corrosion.

9. Conclusion :

On constate que la terre armée devenue une technique efficace pour améliorer les caractéristiques du sol. L'utilisation de cette technique est très vaste dans le domaine de la géotechnique.

La terre armée est un matériau qui présente de nombreux avantages : souple, économique, esthétique, capacité à supporter des tassements différentiels, tolérance aux séismes.... Et qui n'a pas les inconvénients des murs en béton classiquement coulés en place (hauteur limitée, coût ...).

Afin d'étudier le comportement des murs en sol renforcé relatifs au mécanisme de rupture, plusieurs connaissances nous permet de comprendre leurs comportements sous les sollicitations statiques.

Chapitre 3 :

*Synthèse sur les méthodes de
dimensionnement des ouvrages en
terre armée*

1. Introduction :

Comme il a été mentionné dans le chapitre précédent, les ouvrages en terre armée constitué du matériau composite repose sur des interactions progressives locales entre le sol et les armatures. La connaissance de leur comportement provient en d'études en modèles réduits, d'expérimentations d'ouvrages grandeur nature, d'essais de laboratoires (essai d'extraction, cisaillement direct) et de calculs numériques. Ces études est développés essentiellement sur des ouvrages renforcé par des armatures métalliques qu'ont permis de comprendre leur fonctionnement et pour but de présenter les méthodes de dimensionnement actuelles qui sont basées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local (NF P94.270-2009, A.A.S.H.T.O-2007, BS8006, F.H.W.A-2001).

Les conditions de stabilité d'un mur en terre armé sont fortement liées à la géométrie, aux propriétés mécaniques du sol, du renfort et l'interaction sol-armature. Le principe de justification se fait généralement en analysant la stabilité globale, externe, interne et mixte.

2. Principe de la terre armée :

Le fonctionnement de la terre armée repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le matériau de remblai et les armatures, et grâce à ce phénomène, les armatures se mettent en traction, conférant au matériau composite une cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures. Le frottement se traduit par des contraintes de cisaillement à la surface des armatures et entraine ainsi une variation continue des efforts de traction dans ces dernières.

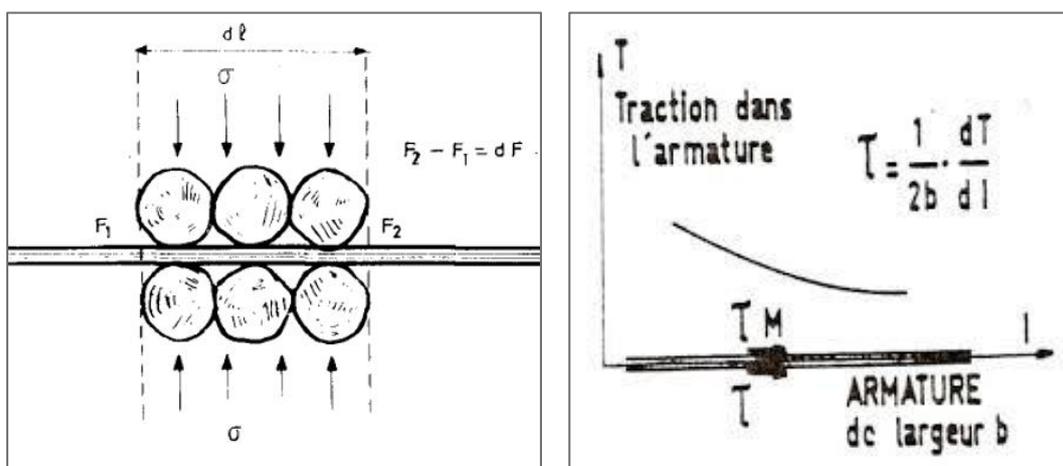


Figure 3.1 : Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement exercée par le sol sur l'armature. [10] et [27]

Afin d'étudier l'aspect mécanique de cette interaction, on peut comparer le comportement avant et à la rupture d'un échantillon de sol armé soumis à des essais d'expansion latérale à l'appareil triaxial, on supposant que ces échantillons soient initialement à l'état. [18]

Tant que la contrainte dans un sol non-cohérent augmente, ainsi l'indice de vide critique diminue et la déformation relative dans le sol ε , comparée à la déformation relative dans l'armature, diminue et la contrainte horizontale tend vers la condition. Donc l'état de contrainte dans un ouvrage en terre armée sera différent avec une augmentation de hauteur et avec différentes quantités et types d'armatures.

A la profondeur h , les contraintes principales sont verticales et horizontale. Les équations indéfinies de l'équilibre montrent que la contrainte verticale a pour valeur :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \quad (3.1)$$

La contrainte horizontale σ_h dépend par contre de la déformation latérale ε_h du massif. Si cette déformation est nulle :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad (3.2)$$

Où K_0 est le coefficient de pression latérale des terres au repos.

La loi empirique de Jaky donne pour un milieu pulvérulent :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (3.3)$$

φ est l'angle de frottement interne du matériau.

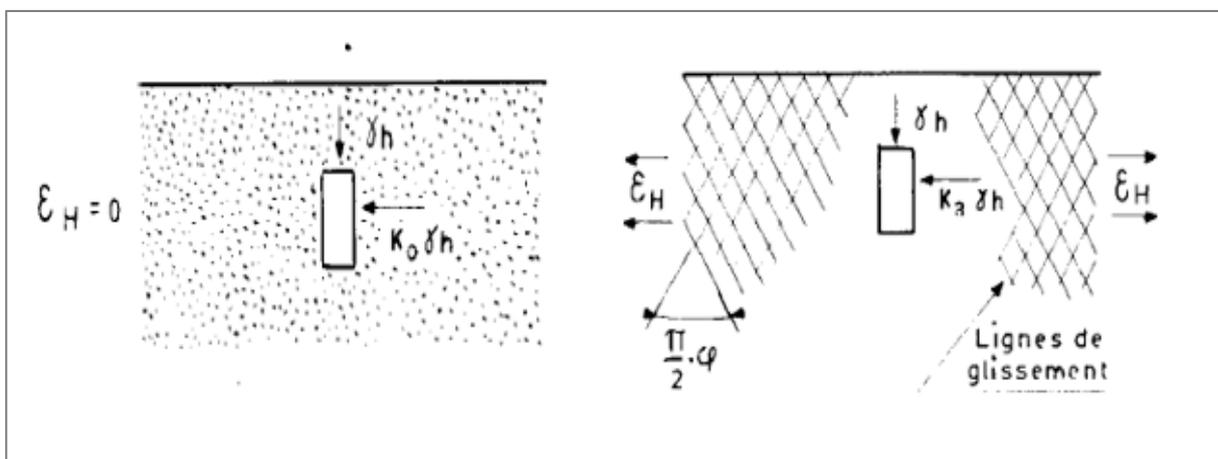


Figure 3.2 : Etat de contrainte [28]

En augmentant progressivement la déformation latérale, dans un sens ou dans un autre, on peut amener tout le massif à la rupture :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v \quad (3.4)$$

$$\text{Où } K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

3. Frottement sol – armature :

Pour connaître la valeur du coefficient de frottement terre-armature, plusieurs types d'essai ont été utilisés :

- Essai à la boîte de cisaillement entre le sol et un morceau d'armature permettant de connaître la loi élémentaire du frottement, la valeur réelle f du coefficient de frottement maximal et sa valeur résiduelle f_{res} .
- Essais de traction sur des armatures en terrées dans un remblai, dans un ouvrage réel en terre armée ou dans un massif en modèle réduit. L'armature est extraite à l'aide d'un vérin et l'on détermine la courbe traction-déplacement.

Dans cet essai ne permet pas de connaître les valeurs réelles du coefficient de frottement. En effet, on ne connaît pas la composante verticale de la contrainte réelle qui s'exerce sur l'armature, et on détermine donc un coefficient de frottement apparent moyen (f^*) en rapportant la contrainte de cisaillement mesurée (τ) à la contrainte verticale due au poids des terres

$$\sigma_v = \gamma \cdot H \text{ Soit :}$$

$$f^* = \frac{\tau}{\gamma \cdot H} = \frac{T}{2 \cdot b \cdot l \cdot \gamma \cdot H} \quad (3.5)$$

Où

T : est l'effort de traction appliqué sur l'armature ;

b et l : sont respectivement la largeur et la longueur de l'armature ;

γ : Poids volumique du sol ;

H : hauteur du remblai au-dessus de l'armature.

4. Facteur influant sur la performance et le comportement de la terre armée :

4.1. Armatures :

L'armature lorsqu'elle est introduite dans le sol et alignée dans l'arc de déformation de traction modifie l'état de déformation qui serait développée si l'armature n'existait pas. L'armature empêche aussi la formation des surfaces continues de rupture à travers le sol, le résultat est que le sol montre une amélioration de la rigidité et de la résistance au cisaillement, (Figure 3.3).

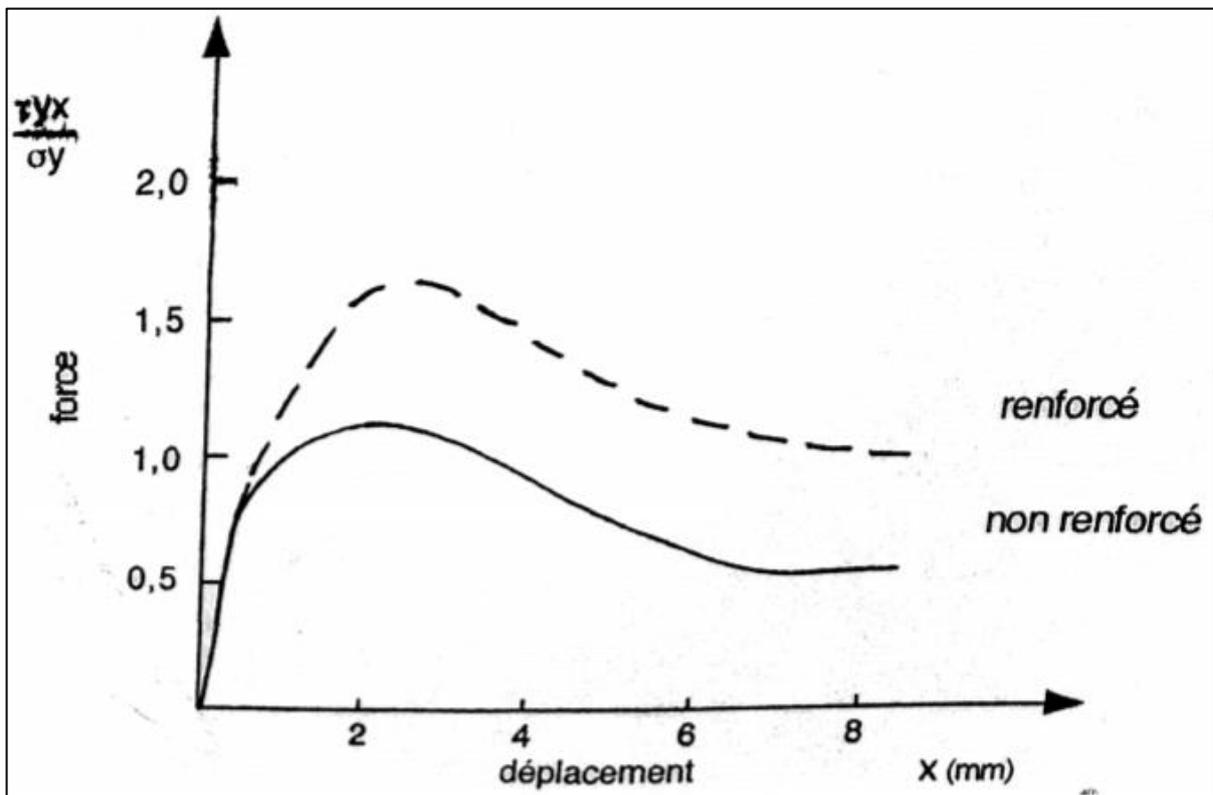


Figure 3.3 : Résultats force-déplacement des essais de cisaillement sur un sable dense avec et sans renforcement (Jewell.1980).

A partir de la figure on peut voir que les armatures n'ont pas d'effet initial, c'est seulement après que les armatures soient déformées qu'elles ont une influence. Quand le sol se déforme, il mobilise une force pour résister aux efforts de cisaillement, la déformation du sol provoque une déformation dans les armatures ce qui conduit à une autre augmentation de la

résistance dans la terre armée .la résistance est augmentée jusqu'à une valeur limite, avec un autre déplacement de cisaillement l'augmentation reste constante.

4.1.1. La forme :

Dans le but d'améliorer la performance du sol, l'armature doit adhérer au sol ou avoir une forme de manière à ce que la déformation dans le sol provoque une déformation dans les armatures. Les armatures peuvent avoir des différentes formes en fonction de matériau employé .Les formes usuelles sont en feuilles, barres bandes, grillage ou ancrage, (figure 3.7).Les formes comptent sur le frottement pour développer des liaisons entre le sol et les armatures ; le grillage et l'ancrage donnent une liaison plus grande en développant l'engrènement du sol-armature.

La comparaison entre la forme barre/bande des armatures et les armatures en grillage, se fait en terme de la performance d'arrachement relatif au sommet et les efforts résiduels. Malgré que résistance à l'arrachement n'illustre pas les actions dans le sol .c'est un paramètre important et donne une indication sur l'efficacité des armatures.

Dans le cas des armatures en grillage, ils ont démontré une forme efficace d'armature pour les sols pulvérulents et les sols cohérents. Les armatures en grillage peuvent d'être utilisées pour augmenter la résistance au cisaillement d'un sol cohérent sous l'effet des charges à long et à court terme. Le mécanisme d'action du grillage développant une résistance à l'arrachement n'est pas totalement comprise. Parmi les mécanismes proposés, la théorie de la résistance passive (Chang et al, 1977) et la théorie de la capacité portante (Bishop et Anderson, 1979).

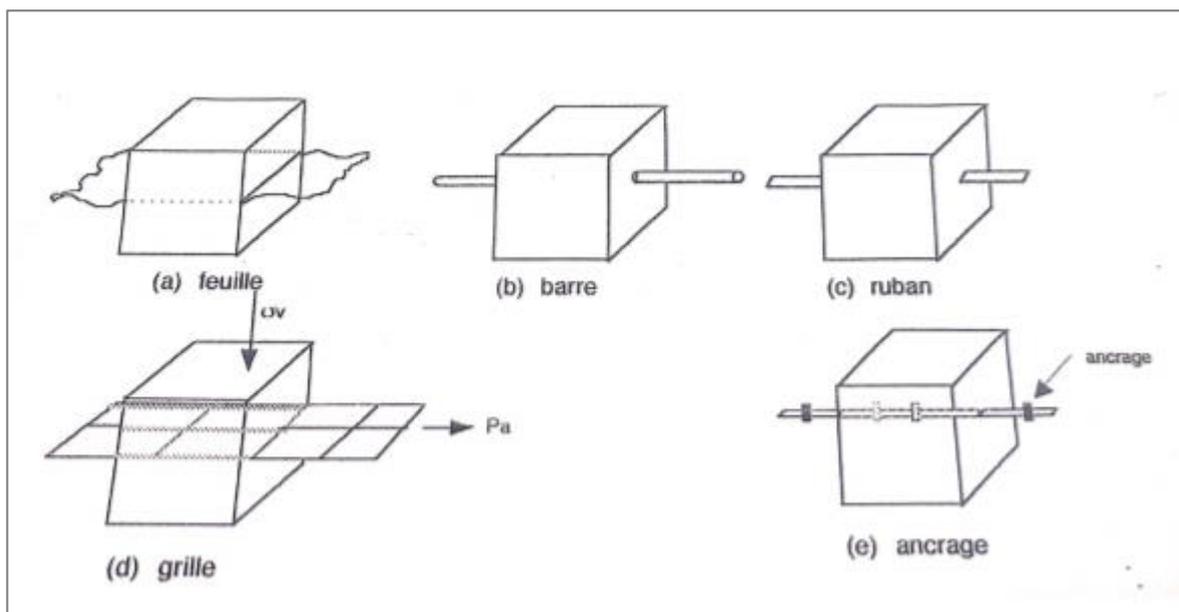


Figure 3.4 : Différentes formes d'armatures.

4.1.2. Propriétés des surfaces :

Pour les feuilles, barres et bandes l'équation $f^* > dT/2\gamma \cdot h \cdot dl \cdot b$ indique que le coefficient de frottement entre l'armature et le sol est une propriété critique, plus que le frottement est élevé plus l'armature est efficace. Donc une barre, bande ou feuille idéalement rugueuse est beaucoup meilleure qu'une armature avec une surface lisse. Une surface idéalement rugueuse peut être produite en collant une couche de sable à l'armature assurant une interface du sol au sol. Alternativement une surface rugueuse peut être obtenue en la déformant, utilisant les rayures, ou un modèle nervuré ou bosselé. L'effet de rugosité de la surface de la bande est montré dans la figure 3.5.

Les propriétés de la surface des armatures en grillage ont un petit ou pas d'effet sur la résistance d'arrachement, pourvu que les particules du sol pénétrant à travers le grillage entre les éléments transversaux du grillage.

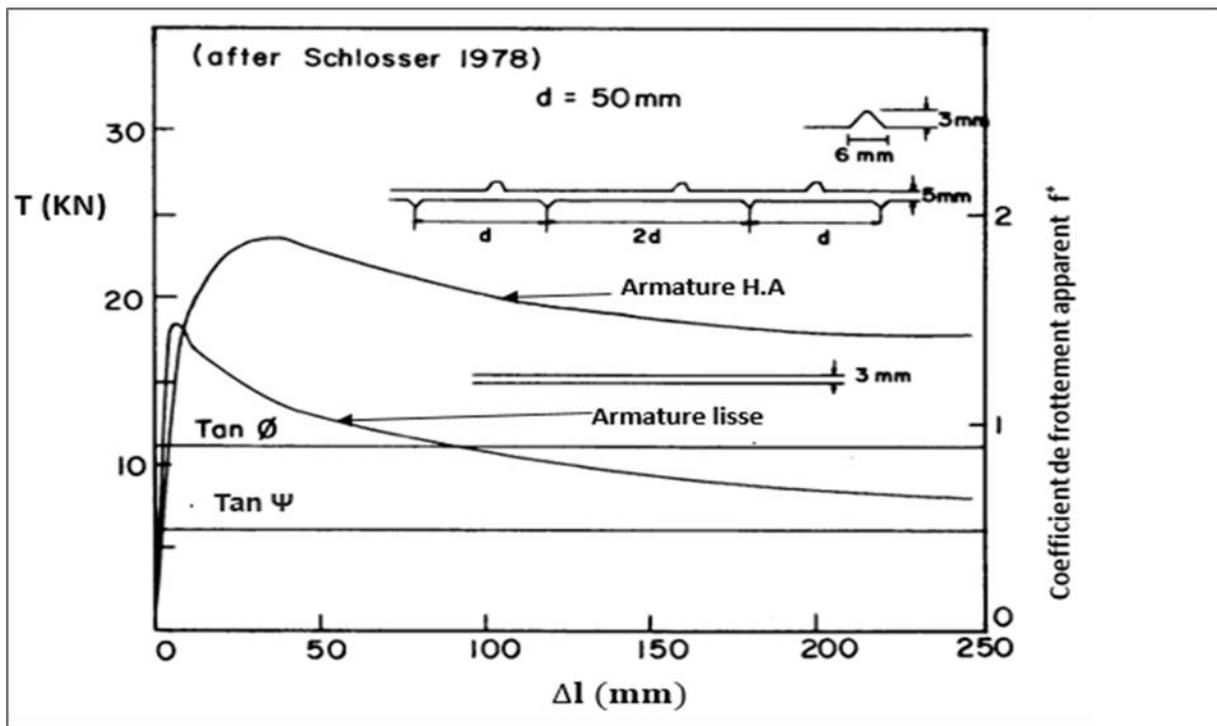


Figure 3.5 : Influence de l'état de surface sur le coefficient de frottement apparent.

(Schlosser et Elias, 1978).

4.1.3. Dimensions :

Les dimensions de l'armature doivent être compatibles avec les conditions .Les dimensions théorique de n'importe quelle armature peuvent probablement être modifiées pour être conforme aux exigences de logistiques et de durabilité. En plus de la forme, la résistance et l'espacement influencerons les dimensions choisies.

4.1.4. Résistance :

La résistance des armatures est synonyme avec la robustesse ; la logique demande que chaque type d'armature doit être robuste .Toute perte soudaine de la résistance pourrait avoir des effets catastrophiques puisque l'amélioration de la résistance au cisaillement dépend directement sur la valeur de la force maximale provoquée dans l'armature .la perte soudaine de la résistance due à la rupture aura pour effet de réduire soudainement la résistance au cisaillement de la terre armée à la résistance au cisaillement du sol apparu en un déplacement équivalent .

L'utilisation du coefficient de sécurité contre ce mode de rupture est nécessaire, le mécanisme de rupture préféré serait celui de la perte d'adhérence entre le sol et l'armature, dans ce cas une redistribution des contraintes de cisaillement est possible sans aucune perte totale de l'ouvrage.

4.1.5. Rigidité :

La rigidité de flexion, le produit du module d'élasticité et le moment d'inertie, n'a pas montré aucun effet signifiant sur la performance des terres armées.

La rigidité axiale, le produit du module d'élasticité et la section transversale, a un effet marquant sur la performance .la rigidité axiale des armatures régi la déformation qui a lieu dans la terre armée. L'effet de placer l'armature dans le sol dans la direction de déformation de traction est limiter la déformation, et une force générée proportionnelle à la déformation résultante est développée dans les armatures .Une condition d'équilibre est atteinte en fonction de la rigidité axiale des armatures et les caractéristiques force-déplacement du sol.

4.2. Distribution des armatures :

4.2.1. Location (emplacement) :

Dans l'ordre d'établir quelle est la surface logique pour les armatures, les mécanismes potentiels de rupture et les plans doivent être établis ensemble avec le champ de déformation associée. Pour l'effet optimal est positionnée dans le champ de contraintes critiques dans la position des déformations de traction maximale.

4.2.2. Orientation :

La théorie générale du comportement des armatures dans le sol, montre l'importance de placer des armatures le long des directions principales de déformation de traction développée dans le sol seul, sous les mêmes conditions de contrainte. Le changement d'orientation de l'armature, réduit son efficacité et si elle est orientée dans la direction des contraintes principales de compression, l'action de l'armature change d'armature de déformation de traction à une armature de déformation de compression. Si l'armature est orientée le long des directions d'extension nulles, une réduction générale de la résistance du sol armé peut résulter.

Dans la plupart des ouvrages en terre armée l'armature est disposée horizontalement, une orientation dans le plan optimal le plus proche malgré certains travaux suggèrent que le plan optimal avec des armatures inclinées vers le bas de 10° à 15° à partir de l'horizontal (Smith et Brigisson, 1979).

4.2.3. L'espacement :

Dans les essais de laboratoire, Smith (1977) et Jewell (1980) ont établi que l'augmentation de la résistance dans la terre armée n'est pas toujours directement proportionnel au nombre des éléments d'armature dans le système (tous les autres choses sont prises constantes). l'espacement séparant les éléments d'armature a un effet sur la performance des membres individuels d'armature. Au-dessous d'un certain espacement une interférence se présente, avec la conséquence que plus l'espacement se réduit plus l'augmentation de la résistance au cisaillement de la terre armée provoquée par chaque armature est réduite.

4.3. Le sol :

Le sol utilisé dans un ouvrage en terre armée dépend des conditions et des circonstances, dans certains cas la fonction d'armature peut améliorer un sol fragile ou un sol lâche. Les propriétés et l'état du sol auront une influence très marquante sur le comportement quand il est armé.

4.3.1. Taille des particules :

La taille idéale des particules pour la terre armée est qu'elle soit bien drainée, uniforme ou bien graduée, provoquant en chaque occasion une durabilité de long terme, stabilité durant la construction et de bonne propriété physico-chimique. Dans le rang de contrainte normale associée à des ouvrages en terre armée, les sols granuleux uniformes se comportent élastiquement, et les mouvements en post-construction associés avec une plastification interne ne seront normalement produits.

Les sols fins sont normalement pauvrement drainés et la contrainte effective transmise entre l'armature et le sol, peut ne pas être immédiate, résultant en un taux de construction lent. Les sols fins ont un comportement élasto-plastique ou plastique, et par suite augmentent la possibilité aux mouvements de post-construction.

4.3.2. Graduation :

Un sol bien gradué peut être compacté à la densité requise et pourvoir les conditions les plus avantageuses pour optimiser les propriétés du sol-armatures. Les sols mal gradués peuvent conduire à des conditions associées avec des sols fins.

4.3.3 Contenu des matériaux :

Les sols ayant une composition avantageuse du point de vue de durabilité des éléments d'armature sont désirables. Il est connu que quelques minéraux d'argile comme l'illite accélèrent la corrosion du métal.

4.4. Etat du sol

4.4.1. Densité :

La densité du sol a un effet sur la relation contrainte-déformation dans les sols, en conséquence la densité relative influence quelque aspects de la terre armée. La figure (3.6) montre l'effet de la densité sur la relation contrainte-déformation idéalisée d'un sol granuleux.

Le sol dense, dans les conditions drainées, se dilate durant le cisaillement. Tandis que le sol lâche a un déviateur de contrainte plus bas, pas de valeur maximale, et subit une réduction volumétrique. Dans l'état non drainé, il n'y aura pas de changement de volume, Baset (1978) a comparé cet état aux conditions dans un ouvrage renforcé.

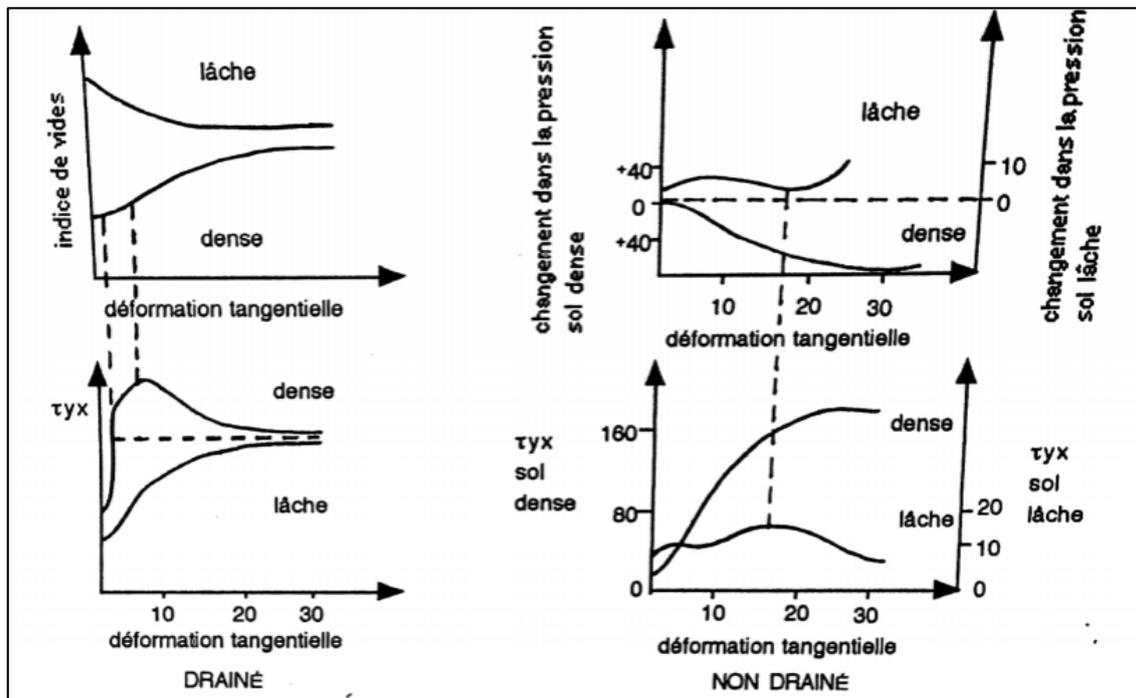


Figure 3.6 : Relation contrainte-déformation d'un sol granuleux (Basset, 1978)

La pression négative des pores développée durant le cisaillement dans un sol dense peut être utilisée pour estimer l'augmentation apparente de la contrainte de surcharge. L'effet est d'augmenter les contraintes normales agissant sur l'armature et relever le coefficient de frottement apparent entre le sol et l'armature.

L'effet des sols dilatants sur les contraintes normales d'un élément de renforcement peut signifiant, cependant, l'augmentation des contraintes peut-être réduit rapidement avec l'augmentation de la déformation de cisaillement.

4.4.2. Surcharge ou pression verticale :

La figure (3.7) montre l'influence de la pression vertical sur la résistance à l'arrachement d'une bande d'armature .Le coefficient de frottement apparent diminue avec l'augmentation de la pression verticale. Ceci est consistant avec l'observation générale que le sommer de l'angle de contrainte de cisaillement d'un sol granuleux diminue avec l'augmentation des contraintes normales.

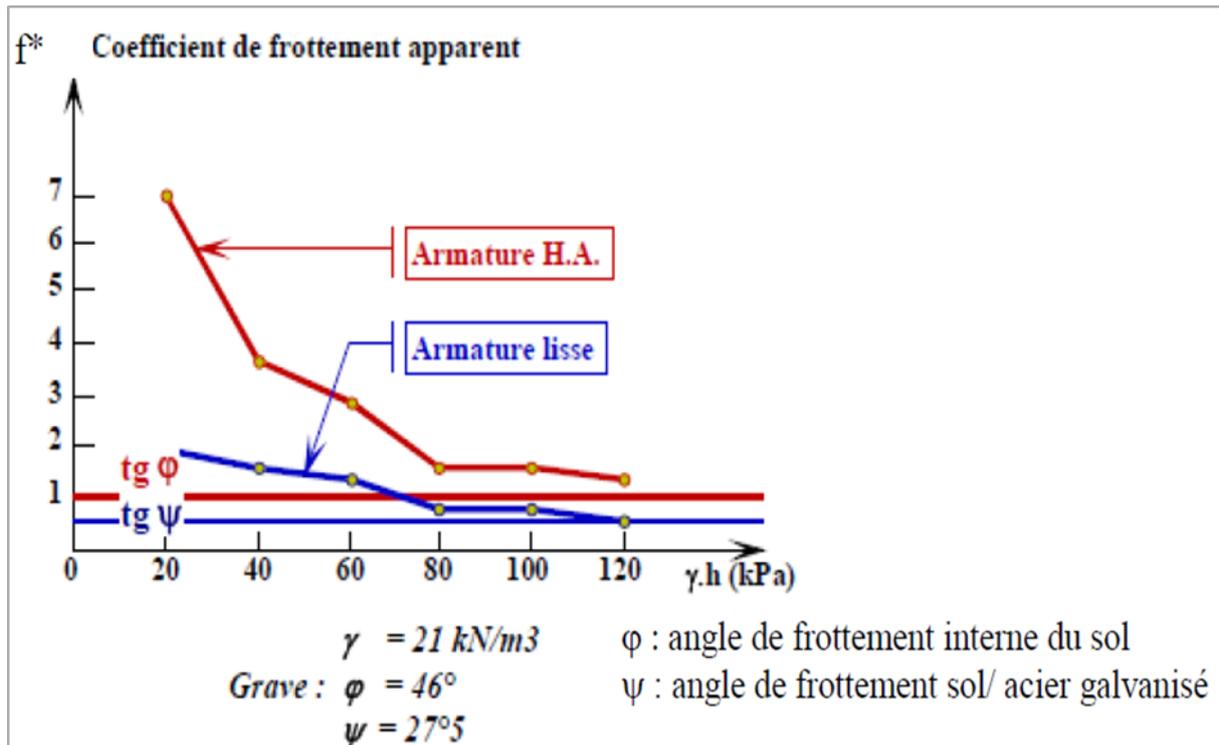


Figure 3.7 : influence des poids des terres sur f^* dans un essai d'extraction (Schlosser, Guilloux, 1981).

4.4.3. Degré de saturation :

Un sol bien gradué pulvérulent ne provoque pas de problèmes associés avec la saturation. Les matériaux fins, y compris les sols cohérents, sont souvent pauvrement drainés et le transfert de la contrainte effective peut ne pas être immédiat. Le résultat peut provoquer une diminution temporaire de la résistance au cisaillement nécessaire à la stabilité ce qui réduit le taux de construction.

4.5. Construction :

4.5.1. Géométrie de la structure

La nature de certains problèmes de structures en terre exige des géométries spéciales. En plus, un changement en géométrie comme c'est le cas des remblais fortement inclinés, peut augmenter ou diminuer le besoin d'armature.

4.5.2. Compactage :

L'utilisation des méthodes modernes de compactage provoque des pressions latérales résiduelles assez importantes ce qui veut dire qu'au repos (K_0) les pressions dominent en cas des remblais compactés. Cette condition a été confirmée dans le cas de pression des terres agissante derrière les murs de soutènements, les culées de ponts, ainsi que dans les structures en terre armée.

Le compactage du sol dans une structure en terre armée est généralement accompli en utilisant un compacteur se déplaçant parallèlement à la face du mur de la structure.

L'action des armatures dans le sol durant le compactage serait de résister à la déformation tangentielle dans le remblai provoquée par le compacteur. Des contraintes de traction se développeront dans les armatures proportionnellement à la pression latérale résiduelle agissante perpendiculairement à la face du mur.

5. Conception et théorie de dimensionnement :

5.1. Pré-dimensionnement :

Basé sur des observations in-situ d'ouvrage de soutènement en sol renforcé :

Selon la norme NF P 94-220 :

La longueur minimum prescrite des éléments de renforcement est :

$$L \geq 0,7.H$$

L'espacement des lits de renforcement :

Le tableau précise l'espacement relatif maximal S_v/H des lits en fonction de la longueur du lit inférieur L_{inf} et de la hauteur mécanique H .

L_{inf}/H_m	S_v/H_m
$L_{inf}/H_m < 0,55$	$\leq 1/8$
$0,55 < L_{inf}/H_m < 0,65$	$\leq 1/6$
$0,65 < L_{inf}/H_m < 0,75$	$\leq 1/4,5$
$0,75 < L_{inf}/H_m$	—

Tableau 3.1 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H

5.2.Mécanisme de rupture :

Pour établir des règles de justification des ouvrages en terre armée, il est nécessaire de connaître les modes de rupture de tels ouvrages Leur étude a essentiellement été faite sur des modèles réduits. [18]

5.2.1. Ruptures dues à la Stabilité interne :

(Schlosser, long 1973, Long, Ursat, 1977). Les premiers essais sur la terre armée ont permis de mettre en évidence essentiellement les deux modes de rupture mentionnés ci-dessus. :

a- Rupture par cassure des armatures :

La rupture d'un ouvrage par cassure des armatures résulte d'une résistance insuffisante de ces dernières. Cette insuffisance peut être due à un sous-dimensionnement ou à un niveau de sollicitation plus élevé que prévu ou encore à un affaiblissement par corrosion de la section résistante des armatures. Les essais ont montré que la rupture se développe de façon progressive et rapide le long de la ligne des tractions maximales. [16]

b- Par défaut d'adhérence :

Ce type de rupture se produit lorsque les armatures ne sont pas suffisamment longues, compte tenu de la valeur du coefficient de frottement terre-armatures pour mobiliser les efforts de traction nécessaires dans les armatures. Il y a en quelque sorte décohésion du massif en terre armée : le massif s'écoule, sans que les armatures se rompent, par glissement du sol entre les armatures.

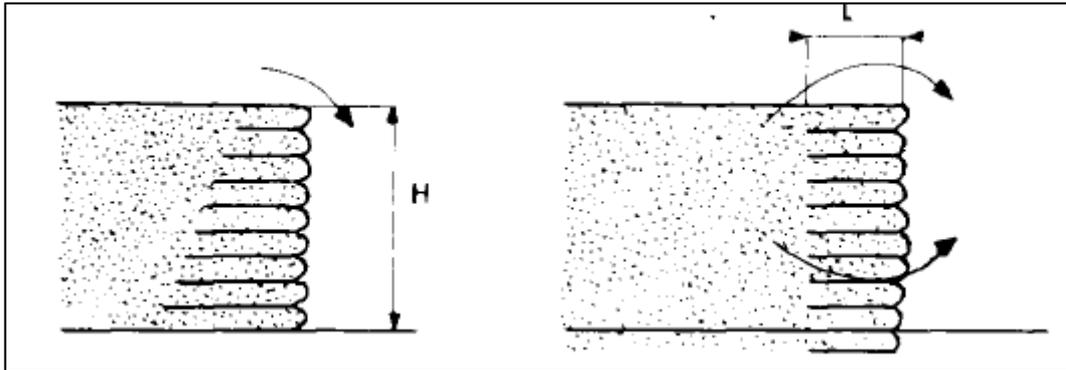


Figure 3.8 : Exemple de répartitions d'armatures pouvant provoquer une rupture, interne par défaut d'adhérence. [28]

5.2.2. Ruptures dues à la Stabilité externe :

Ce type de rupture concerne (ouvrage considéré comme un mur-poids). Il fait appel aux phénomènes et aux théories classiques de la mécanique des sols.

Il est possible de définir trois modes de rupture (figure 3.9) :

a- glissement du massif sur la base :

Ce mode de rupture se passe lorsque la poussée du sol retenu est supérieure à la pression due au poids propre du sol renforcé.

b- Renversement :

Est aussi provoqué par le sol retenu. La stabilité de l'ouvrage pour ce mode de rupture est assurée par la largeur du sol renforcé.

c- Poinçonnement :

Ce mode de rupture se produit lorsque la pression due au chargement appliquée sur le remblai renforcé et son poids propre, dépasse la portance du sol de fondation

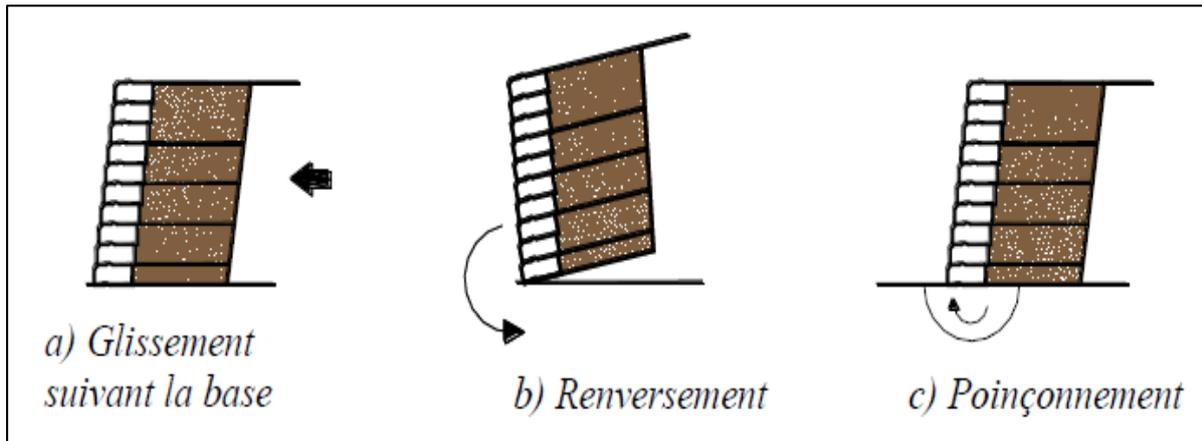


Figure 3.9 : Modes de ruine externe des murs en terre armée. [7]

5.2.3. Ruptures dues à la Stabilité du parement :

Il est possible d'observer des effondrements du parement si les éléments de revêtement ne sont pas conçus correctement ou les joints entre les renforts et les éléments de revêtement ne sont pas suffisants, Les différents modes de ruine sont montrés dans la figure (3.10) :

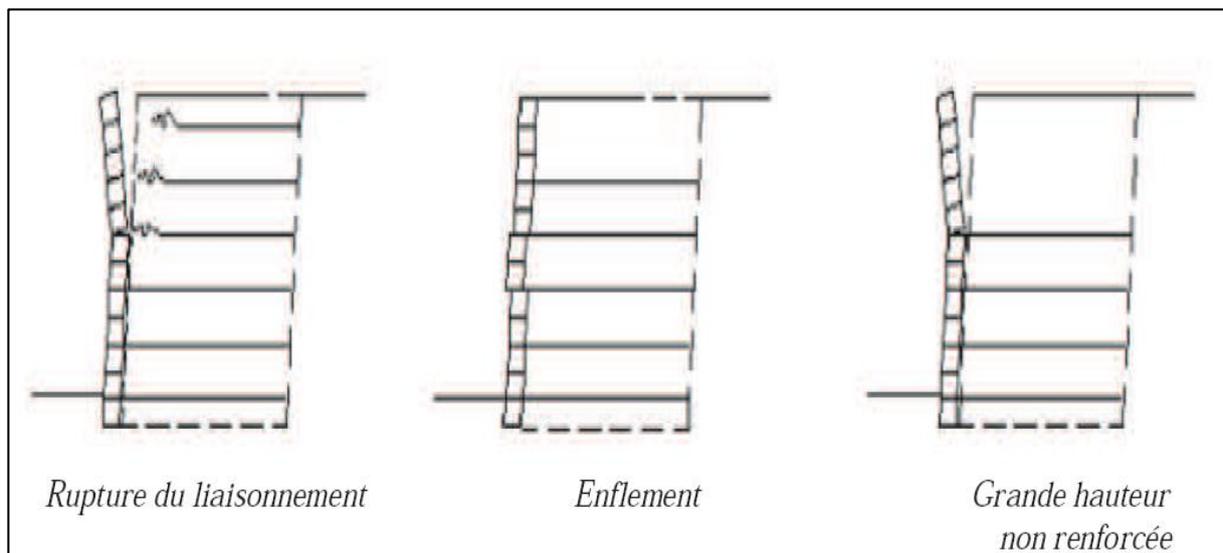


Figure 3.10 : Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé. [16]

5.3. Analyse de la stabilité interne :

5.3.1. Fonctionnement :

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en terre armé, a montré qu'un effort de traction maximum T_m est mesuré sur un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur.

Le lieu de traction maximale dans un massif en terre armée sépare le massif en deux zones (selon NF P 94 220) :

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

L'effort de traction le long du renforcement varie de façon continue. Proportionnelle à la contrainte tangentielle ci-dessus, cette variation agit selon la formule (Schlosser et Bastick, 1991 ; Schlosser F., et Unterreiner 1994) :

$$\tau = \frac{dT}{dL} \frac{1}{2b} \quad (3.6)$$

Avec T : effort de traction dans l'armature, b : largeur de l'armature et L : abscisse sur l'armature.

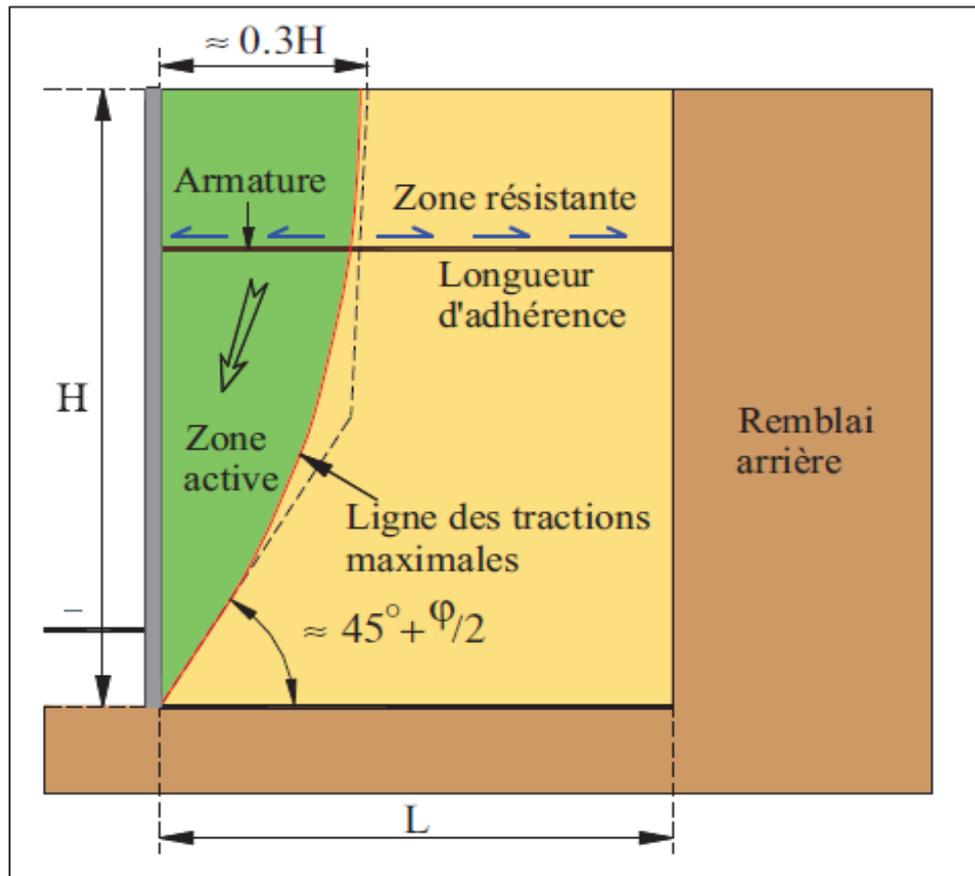


Figure 3.11 : Fonctionnement interne d'un mur en terre armée (LCPC 2003)

5.3.2. Dimensionnement :

Le choix des éléments de renforcement en type, nombre et distribution à l'intérieur du massif armé est appelé dimensionnement interne. Ce dernier est justifié à l'état limite ultime, localement pour chaque lit de renforcement, vis-à-vis des critères de résistance et d'adhérence. La traction dans le lit de renforcement considéré est évaluée au parement et au maximum.

- **Détermination de la ligne des tractions maximales :**

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en sol renforcé, a montré qu'un effort de traction maximum, T_m , est mesuré en un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur (figure 3.12) [6]. L'ensemble de ces points forment une courbe, appelée ligne des tractions.

La position de la ligne des tractions maximales est définie de façon unique pour chaque géométrie d'ouvrage et pour chaque fonction. Les figures ci-dessous définissent cette ligne pour les cas courants.

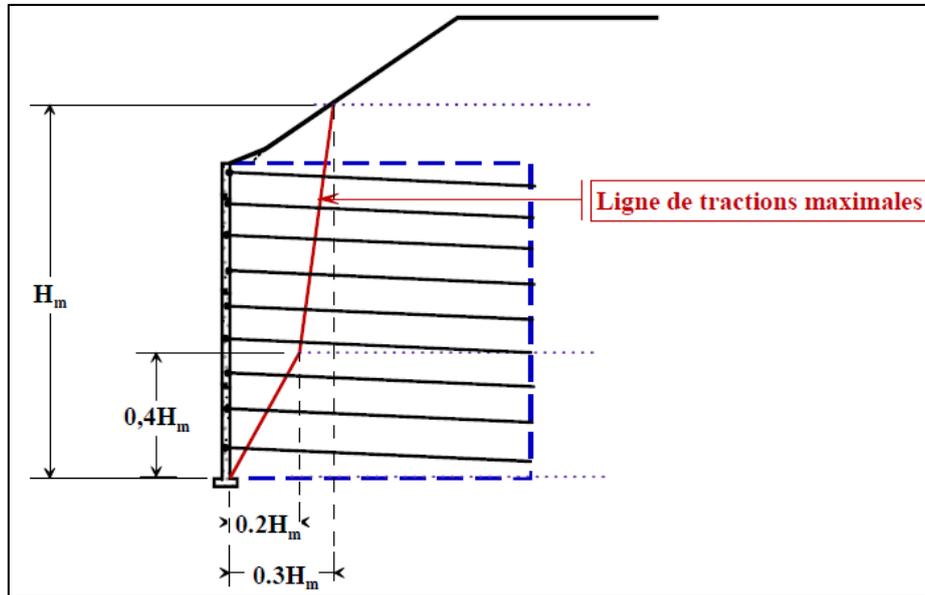


Figure 3.12 : Position de la ligne des tractions maximales des murs en terre armée [20]

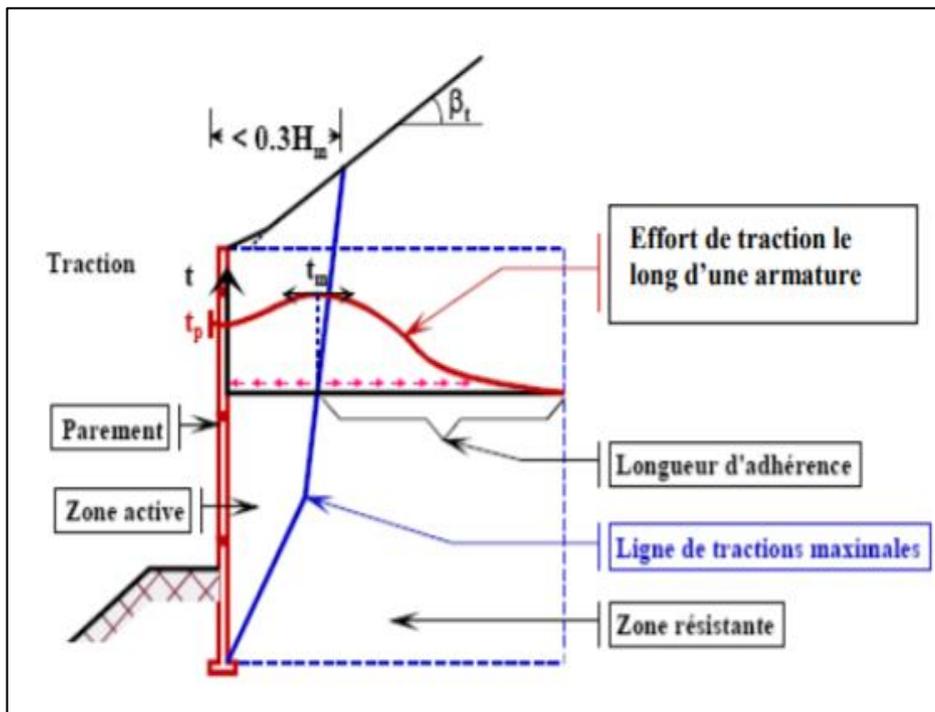


Figure 3.13 : Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé. [20]

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

Une méthode simplifiée est recommandée par le règlement American (AASHTO-2017) pour déterminer l'effort de traction maximal dans le renforcement (T_{max}) :

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v \quad (3.7)$$

Avec :

S_v : espacement vertical des lits de renforcement (appelé aussi ΔH) ;

σ_v : Contrainte horizontale pondérée à chaque lit de renforcement, calculée comme suit :

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq} \quad (3.8)$$

➤ **Calcul de coefficient k :**

Le coefficient K dépend de l'extensibilité des renforcements, il augmente avec la raideur des renforcements. Les recommandations des autoroutes fédérales américaines (F.H.W.A) en tiennent compte et proposent une variation de K suivant l'extensibilité du renforcement.

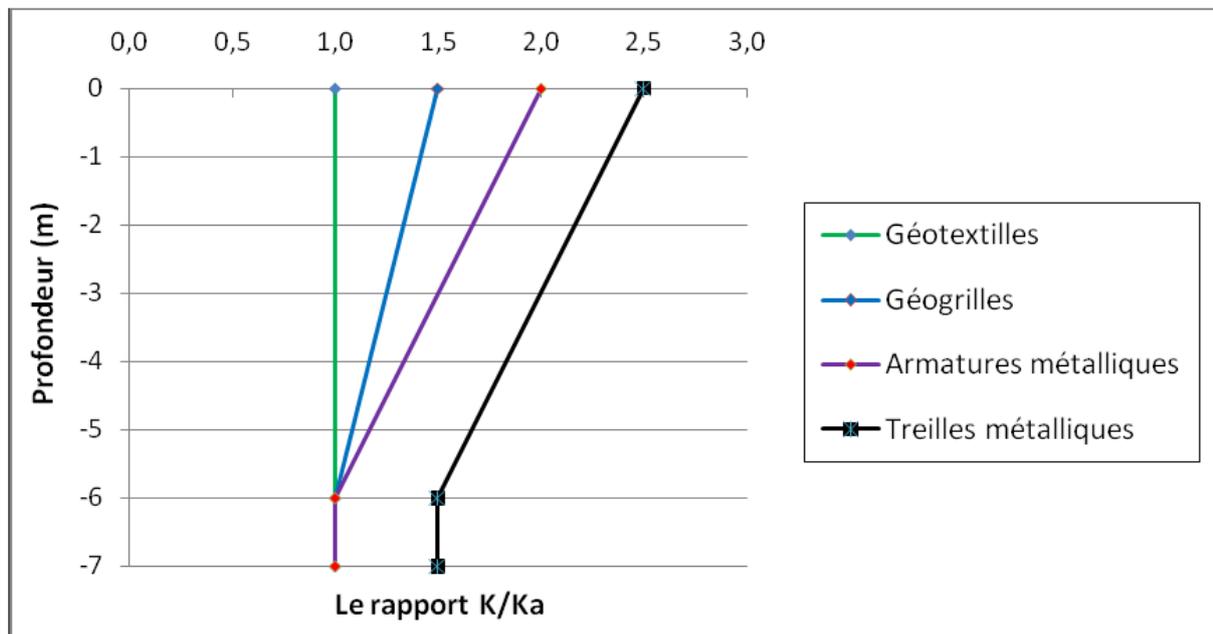


Figure 3.14 : Variation de K en fonction de l'extensibilité du renforcement. [7]

Pour les renforcements métalliques, fait varier linéairement K de $1,6 K_a$ pour ($z = 0$) à K_a au-delà de $z_0 = 6$ m. [Selon La norme française]

$$K(z) = K_a \left[1,6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] \text{ pour } z \leq z_0 \quad (3.9)$$

$$K(z) = K_a \text{ pour } z \geq z_0$$

K_a : est le coefficient de poussée active du remblai du massif renforcé

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

➤ **Calcul de σ_v :**

La détermination de la contrainte verticale σ_v à la profondeur z du lit considéré se fait en réduisant les efforts provenant de tout ce qui est situé au-dessus de ce lit (poids, surcharges, poussée des terres à l'arrière du massif) et en les répartissant sur la largeur réduite $L(z) - 2e_x$

$$\sigma_v = \frac{R_v(z)}{L(z) - 2e_x} + \sigma_{vq}$$

σ_{vq} : Contrainte total verticale provenant d'éventuels efforts en tête après avoir pris en compte la diffusion des contraintes.

➤ **Calcul de σ_{hq} :**

σ_{hq} : est la contrainte horizontale provenant des actions horizontales appliquées directement en tête du massif (cas des culées par exemple).

• **Détermination des efforts au parement T_p :**

L'effort de traction dans chaque lit d'armature au parement est calculé comme suit (NF P94-270) :

$$T_p = K. \alpha_i \sigma_v S_v \quad (3.10)$$

α_i : coefficient qui dépend de la flexibilité du parement, pour les murs en Terre armée avec des écailles en béton armé. Il vaut 0,85 entre 0 et 0,6 Hm et évolue de 0.85 à 1 entre 0.6 Hm et la base du mur (Hm correspond à la hauteur totale du mur)

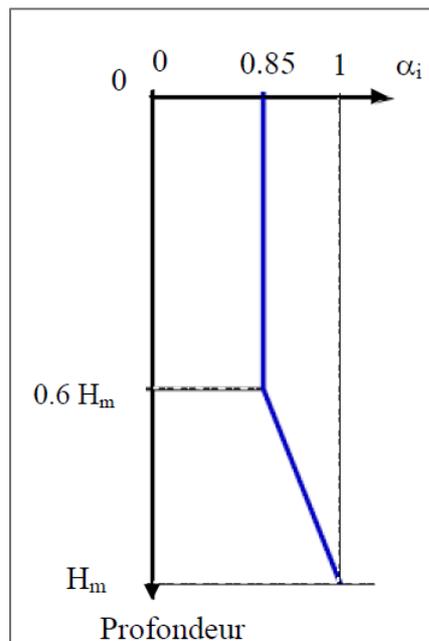


Figure 3.15 : variation de coefficient α en fonction de la profondeur (NF P94-270)

- **Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement :**

L'effort de frottement r_f mobilisable par mètre de parement dans le lit de renforcement se calcule suivant la formule (NF P94-270):

$$r_f = 2N \cdot b \cdot L_a \cdot f_{(z)}^* \cdot \sigma_v \quad (3.11)$$

Avec :

N : nombre d'armatures par mètre de parement

b : largeur de l'armature

L_a : longueur d'adhérence dans la zone résistante

σ_v : valeur moyenne de la contrainte verticale sur le lit de renforcement

f^* : coefficient de frottement apparent au niveau considéré.

- **Détermination la résistance à la traction des armatures de renforcement (r_c et r_a) :**

Selon la norme (NF P 94-220), la résistance à la traction des armatures de renforcement pour les armatures métalliques est calculée comme suit :

$$r_c = A_{cd} \cdot F_y \quad (3.12)$$

$$r_a = A_{ad} \cdot F_y \quad (3.13)$$

Avec :

r_c : résistance à la traction des armatures de renforcement en section courante ;

r_a : résistance à la traction des armatures de renforcement à l'accrochage parement/armatures,

A_{cd} : est la section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal de parement en parti
courant

A_{ad} : est la section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal de parement à
l'accrochage au parement

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

5.3.3. Justification :

Elle se fait en vérifiant au niveau de chaque lit d'armature que les tractions maximales et la traction au parement sont inférieures tout d'abord, à la résistance au frottement d'interface et ensuite à la résistance caractéristique à long terme de l'armature [2] :

$$T_m < r_f$$

$$T_m < r_c$$

$$T_p < r_a$$

5.4. Analyse de la stabilité externe :

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, du type murs poids ou murs en béton armé.

Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont (figure 3.16):

-La poussée des terres P sur la face arrière,

-Le poids du massif W.

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

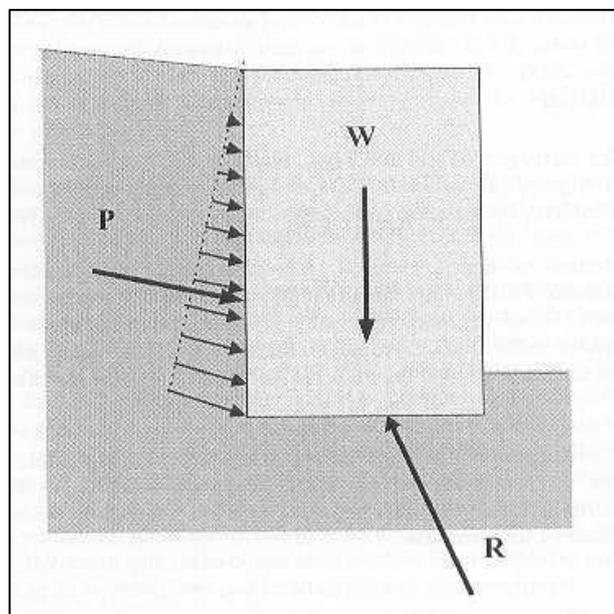


Figure 3.16 : Fonctionnement externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]

5.4.1. Détermination de contrainte vertical :

Le mur en Terre Armée transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues à son propre poids (W) et aux effets des surcharges et des poussées latérales qui le sollicitent. La contrainte de référence appliquée à la base et nommée σ_v est calculée par la formule de Meyerhof dans la norme NF P 94-270 – 2009 :

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e} \quad (3.14)$$

$$\text{Avec } e = \frac{M}{R_v}$$

R_v : résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif ;

L : longueur du mur correspondant à celle des armatures ;

M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement (norme : NF P 94 220).

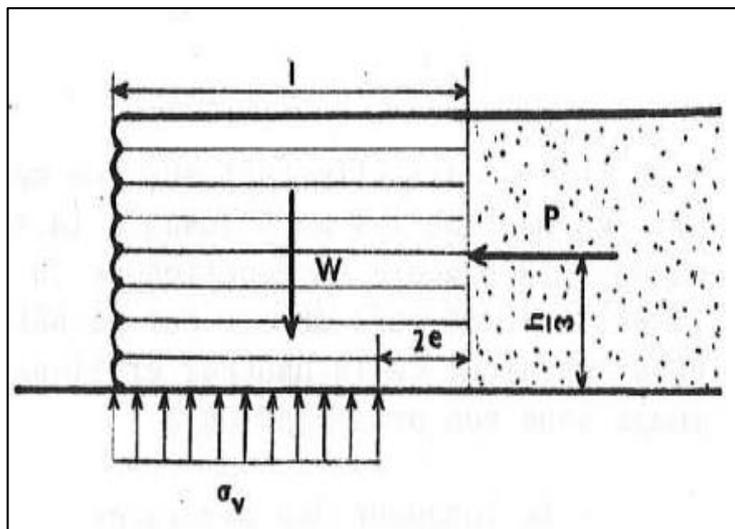


Figure 3.17 : Répartition de Meyerhof [23]

5.4.2. Détermination des pressions des terres :

Généralité sur les méthodes des calculs :

Le dimensionnement externe des ouvrages de soutènement passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain.

La différence entre poussée et butée trouve son origine dans le sens du mouvement du sol. Elle met l'accent sur l'importance fondamentale du sens des déformations et des déplacements relatifs pour l'analyse de leurs mécanismes.

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la poussée et de la butée sur un mur :

➤ **Méthode de Coulomb (1773) :**

Mise au point par Coulomb en 1773, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur. [25]

Elle repose sur deux hypothèses :

- ✓ le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran ;
- ✓ la force agissant sur l'écran a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu. Ces deux hypothèses faites, la force agissant sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statique.

La formule générale donnant la force de poussée est la suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_a \cdot h^2 \quad (3.15)$$

Avec

γ : poids volumique du remblai soutenu.

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

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \varphi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.16)$$

Où δ est l'angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol.

Pour des conditions passives dans des remblais pulvérulents, la théorie de Coulomb prédit une butée :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_p \cdot h^2 \quad (3.17)$$

Où

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \varphi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (3.18)$$

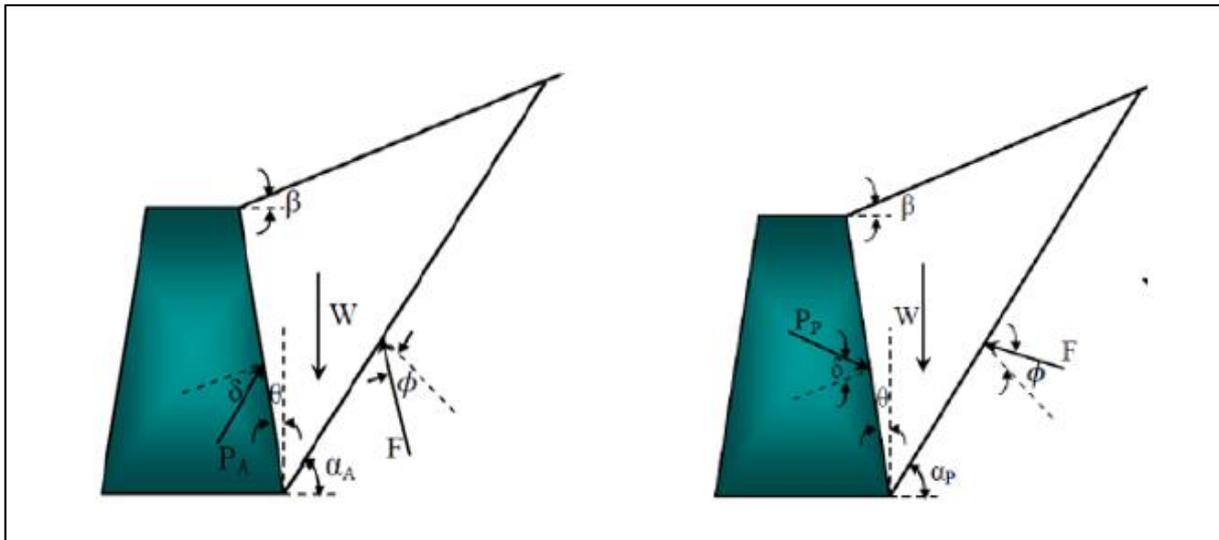


Figure 3.18 : Coin actif et passif de Coulomb limité par la surface du remblai [7]

➤ **Méthode de Rankine :**

La méthode de Rankine consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran.

La poussée est homogène à une contrainte, inclinée de $\delta = \theta$ à une profondeur donnée h sur un écran vertical avec une surface libre du terrain inclinée de θ . Le calcul de la force de poussée ou de butée s'effectue par intégration des contraintes sur la hauteur du mur. [4]

Donc, Les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont comme suit ;

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - \sqrt{2C \cdot K_a} \tag{3.19}$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + \sqrt{2C \cdot K_p} \tag{3.20}$$

Avec

C : est la cohésion

σ'_v : la contrainte verticale effective

K_a et K_p Sont respectivement des coefficients de poussée et de butée :

Pour le cas d'un massif a surface horizontale

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour le cas d'un remblai pulvérulent incliné d'un angle β par rapport à l'horizontal,

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

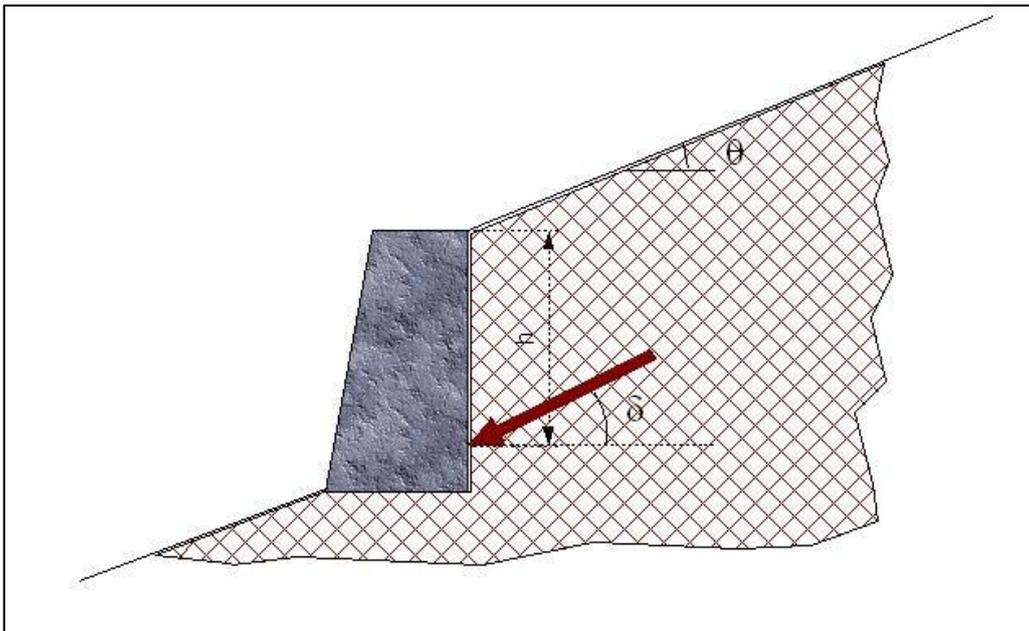


Figure 3.19 : Equilibre de Rankine [4]

➤ ***Théorie de Boussinesq :***

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol - écran. Les contraintes appliquées sur le mur de soutènement sont donc inclinées d'un angle δ par rapport à la normale à l'écran. Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

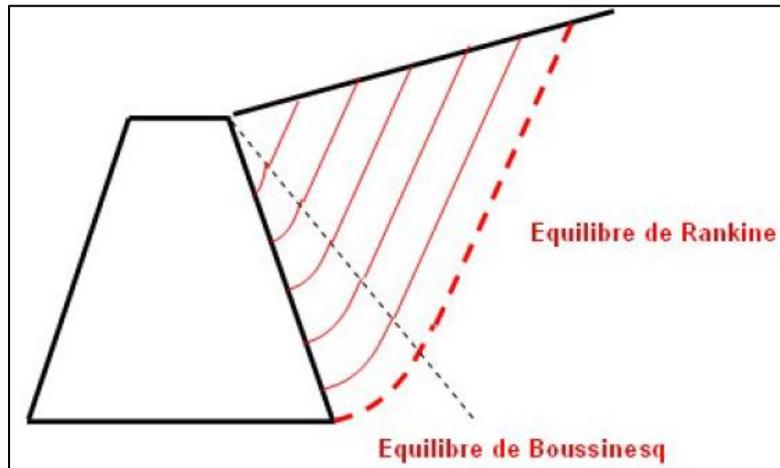


Figure 3.20 : Équilibre de Boussinesq et de Rankine. [4]

- **Calcul des efforts de la poussée et la butée sur un ouvrages en terre armé :**

La poussée est appliquée sur l'arrière du bloc armé avec une inclinaison β qui dépend de nombreux facteurs. En règle générale, la poussée du remblai pulvérulent situé derrière d'un ouvrage à parement vertical, en remblai homogène sur fondation homogène, sans talus en tête est supposée inclinée à l'angle :

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_2}}$$

φ_2 : L'angle de frottement interne du remblai soutenu.

5.4.3. Justification :

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (mur poids par exemple).

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec prise en compte de coefficients de sécurité.

- a- Vérification de la capacité portante (poinçonnement) ;
- b- Vérification au glissement à la base ;
- c- Vérification au renversement.

➤ Vérification de la capacité portante (poinçonnement) :

Le massif de remblai renforcé est considéré comme un bloc monolithique dont sa base est considérée comme une fondation continue, soumise à une force verticale, excentrée de e par rapport au milieu de la base, et ayant une largeur réduite égale à $L-2e$, L étant la longueur du renforcement. La vérification de la capacité portante est relative au calcul des fondations superficielles.

$$F_{s(\text{poinçonnement})} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} \geq 1,5 \quad (3.22)$$

Avec :

q_{ult} : Contrainte ultime du sol de fondation qui est égale à :

$$q_{ult} = c' N_c + 0.5\gamma_f B' N_\gamma + \gamma_f D_f N_q \quad (3.23)$$

Où

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.

➤ **Vérification au glissement à la base :**

Le glissement à la base du mur est vérifié que la somme des forces verticales (forces stabilisantes), soit supérieure à la somme des forces horizontales (forces motrices) avec un coefficient de sécurité égale à 1.5 en négligeant la force de butée.[31]

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{\sum F_v \cdot \tan\delta + B \cdot C'_{af}}{\sum F_H} \geq 1,5 \quad (3.24)$$

Où :

$\sum F_v$: sont les forces stabilisantes,

$\sum F_h$: sont les forces motrices.

δ : est l'angle du point d'application de la pression des terres est égale à $2/3\varphi$.

C'_{af} : Cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, prise $0.67C'_f$, ou C'_f est la cohésion du sol de fondation.

B : est la longueur de la base du mur.

➤ **Vérification au renversement :**

Pour que la stabilité au renversement soit assurée. Il faut que le rapport entre les moments stabilisants et les moments renversants, doit être supérieur à 1,5 [1].

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{M_s}{M_r} > 1,5 \quad (3.25)$$

A condition :

$F_s > 1.5$ si on néglige la butée.

$F_s > 2$ si on tient compte de la butée.

Où :

M_s (Les moments stabilisants) : sont les forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O.

M_r (Les moments renversants) : sont les forces horizontales multipliées par leur bras de levier par rapport à O.

6. Conclusion :

Après cette étude bibliographie sur le comportement des murs de soutènement en terre armée, on conclure que :

- Les ouvrages en terre armée sont des matériaux composites basés sur le frottement sol/armature.
- Un mur de soutènement en terre armée se comporte comme un mur poids, où la stabilité externe est assurée par le poids du remblai.
- Les théories classiques (Coulomb, Rankine et Boussinesq) peuvent être parfaitement utilisées pour le dimensionnement de ce type d'ouvrages.
- la justification de ces ouvrages selon la norme NF94 P 270 repose sur la théorie de Meyerhof pour la détermination des contraintes verticales.
- la méthodologie de conception des murs en terre armée fondé sur la stabilité interne et externe en utilisant la théorie de la poussé de terre et l'équilibre local pour le dimensionnement.

Ces conclusions seront très utiles pour l'étude analytique dans ce travail.

Chapitre 4 :

*Calcul du mur en terre armée par la
méthode analytique*

1. Introduction :

Ce chapitre développe une étude analytique de la stabilité d'un mur de soutènement en terre armée renforcé par des armatures métalliques (vérification pour armatures H.A et lisses), où on a pu mettre en pratique et en évidence les bases de conception et de calcul présentées dans le chapitre 3.

2. Description du cas de référence :

Le cas de référence consiste un mur de soutènement vertical en terre armée, d'une hauteur de 10.5m. Le mur est composé de 7 écailles superposées et renforcé par 14 bandes métalliques galvanisées de 7.5 mètres de longueur.

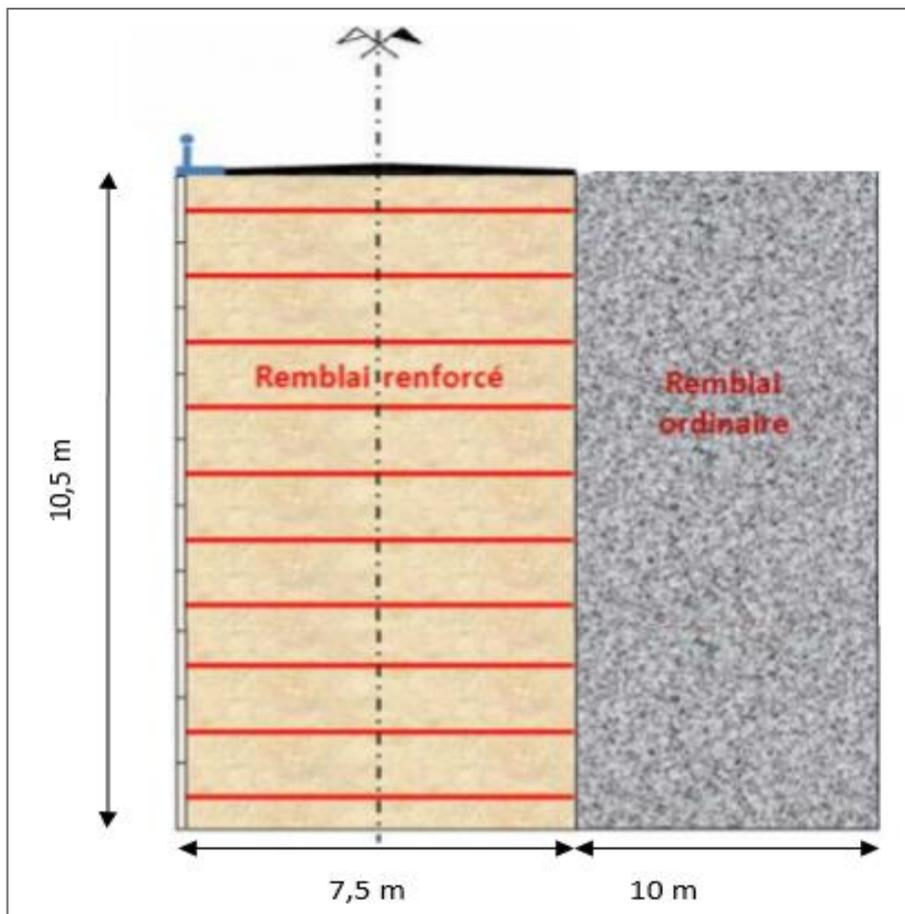


Figure 4.1 : Géométrie d'un mur en terre armée (cas de référence). [26]

3. Calcul analytique :

Le calcul statique du mur en sol renforcé consiste à vérifier la stabilité interne et externe du mur aux différents types d'instabilité.

Donnés [28] :

Remblai de renforcement :

$$\gamma_1 = 21,8 \text{ KN/m}^3 \quad ; \quad \varphi_1 = 44^\circ \quad ; \quad C_1 = 0,5 \text{ KN/m}^2 .$$

Sol soutenu :

$$\gamma_2 = 20,8 \text{ KN/m}^3 \quad ; \quad \varphi_2 = 41^\circ \quad ; \quad C_2 = 3 \text{ KN/m}^2 .$$

Sol de fondation :

$$\gamma_3 = 18 \text{ KN/m}^3 \quad ; \quad \varphi_3 = 30^\circ \quad ; \quad C_3 = 20 \text{ KN/m}^2 .$$

Armatures (acier galvanisé) :

$$F_y = 450 \text{ MPa} \quad ; \quad b = 0,05 \text{ m} \quad ; \quad e = 0,004 \text{ m} \quad ; \quad S_v = S_h = 0,75 \text{ m} .$$

3.1. Calcul des contraintes :

3.1.1. Calcul des contraintes verticales :

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) = tg^2 \left(45 + \frac{44}{2} \right) = 0,18$$

$$K_a = 0,18$$

Pour $z_1 = 0,375$

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e}$$

$$R_v = \gamma_1 \cdot z_1 \cdot L$$

$$e = \frac{h}{3} \times \frac{P}{W} = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \frac{h^2}{L}$$

Donc

$$\sigma_{v1} = \frac{\gamma_1 \cdot L \cdot Z_1}{L - \frac{1}{3} \cdot K_a \cdot \frac{Z_1^2}{L}} = \frac{21,8 \times 7,5 \times 0,375}{7,5 - \frac{1}{3} \times 0,18 \times \frac{0,375^2}{7,5}} = 8,17 \text{ KN/m}$$

3.1.2. Calcul des contraintes horizontales :

$$\sigma_{h1} = \sigma_{v1} \cdot K_a = 8,17 \times 0,18 = 1,47 \text{ KN/m}$$

Le tableau ci-dessous qui regroupe tous les résultats en fonction de la profondeur Z :

Numéro de lit d'armature	Profondeur Z (m)	Contraintes verticales σ_v (KN/m)	Contraintes horizontales σ_h (KN/m)
1	0,375	8,17	1,47
2	1,125	24,59	4,43
3	1,875	41,03	7,38
4	2,625	57,65	10,38
5	3,375	74,57	13,42
6	4,125	91,63	16,49
7	4,875	109,19	19,65
8	5,625	126,85	22,83
9	6,375	145,37	26,16
10	7,125	164,30	29,59
11	7,875	183,94	33,10
12	8,625	204,37	36,78
13	9,375	225,74	40,63
14	10,125	248,19	44,67

Tableau 4.1 : Variation des contraintes en fonction de z.

3.1.3. Calcul de poussée de terre :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot K_a \cdot h^2$$

Le coefficient de la poussée des terres K_a , pour un remblai horizontale est égale à :

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_2}}$$

Dans notre cas ($\beta=0$), donc après application numérique on obtient :

$$K_a = 1 \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 41}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 41}} = 0,208$$

D'où :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot K_a \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 20,8 \times 0,208 \times (10,5^2)$$

$$P_a = 238,49 \text{ KN/m}$$

3.2. Vérification de la stabilité interne :

3.2.1. Calcul de l'effort de traction maximum T_{max} :

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v$$

Pour le premier lit d'armature :

$$T_{max1} = \sigma_h \times S_v = 0,75 \times 1,47 = 1,10 \text{ KN}$$

3.2.2. Détermination des efforts au parement T_p :

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement T_p est calculé de la manière suivante :

$$T_p = K \cdot \alpha_i \cdot \sigma_v \cdot S_v$$

$\alpha_i = 0,85$ (écaille semi-flexible).

Le tableau ci-dessous qui regroupe tous les résultats de l'effort de traction maximum et les efforts au parement dans chaque lit d'armature :

Numéro de lit d'armature	L'effort de traction maximum T_{\max} (KN/m)	L'effort au parement T_p (KN/m)
1	1,10	0,937
2	3,32	2,82
3	5,53	4,70
4	7,79	6,61
5	10,06	8,55
6	12,37	10,51
7	14,74	12,52
8	17,12	14,55
9	19,62	16,68
10	22,18	18,85
11	24,82	21,10
12	27,58	23,45
13	30,47	25,90
14	33,50	26,47

Tableau 4.2 : les résultats de T_{\max} et T_p dans chaque lit d'armature.

3.2.3. Calcul de l'effort de frottement mobilisable dans les lits de renforcement :

$$r_f = 2N \cdot b \cdot L_a \cdot f_{(Z)}^* \cdot \sigma_v$$

Dans notre cas :

$N = 2$ et $b = 0,05m$.

$f^* = 0,8$ pour les armatures à haute adhérence et égale à $0,4$ pour les armatures lisse déterminée à partir le [tableau G.2.1 Pr NF P 94-270].

$$L_a = L - 0,3H = 7,5 - 0,3(10,5) = 4,35m .$$

$$\sigma_v = \gamma_1 \times h = 21,8 \times 10,125 = 220,725KN/m^2 .$$

Donc, après l'application numérique :

➤ Cas des armatures HA :

$$r_f = 2 \times 2 \times 0,05 \times 4,35 \times 0,8 \times 220,725 = 153,62 \text{ KN/m.}$$

➤ Cas des armatures lisse :

$$r_f = 2 \times 2 \times 0,05 \times 4,35 \times 0,4 \times 220,725 = 76,81 \text{ KN/m.}$$

3.2.4 Vérification :

a) Vérification de la résistance des lits de renforcements :

$$T_{max} \leq A_{cd} \cdot F_y / 1,5$$

$$T_{max} \leq \frac{0,05 \times 0,004 \times 450000}{1,5} = 60KN/m$$

$$T_{max} = 33,50 \leq 60 \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

- La résistance de l'armature à l'accrochage du parement :

On fait la vérification pour un diamètre du boulons $D = 16 \text{ mm}$:

$$r_a = A_{ad} \cdot F_y = 0,004 \times 0,016 \times 450000 = 30,04 \text{ KN/m.}$$

$$T_p = 26,47 \text{ KN/m} < r_a \quad \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

b) Vérification de la résistance à l'adhérence sol/armatures :

$$T_{max} \leq r_f/1,5$$

$$T_{max} = 33,50 \leq 76,81 \quad \Rightarrow \text{condition vérifié (Pour HA) ;}$$

$$T_{max} = 33,50 \leq 51,21 \quad \Rightarrow \text{condition vérifié (Pour les armatures lisse).}$$

3.3. Vérification de la stabilité externe :

3.3.1. calcul des efforts agissant sur les murs :

a) Les forces verticales :

$$W = \gamma_1 \cdot H \cdot L = 21,8 \times 10,5 \times 7,5 = 1716,75 \text{ KN/m}$$

$$P_{av} = P_a \cdot \sin \delta = 238,49 \times \sin(27,33) = 109,50 \text{ KN/m}$$

$$\sum F_V = 1716,75 + 109,50 = 1826,25 \text{ KN/m}$$

$$\sum M_{FV} = 1716,75 \left(\frac{7,5}{2} \right) + 109,50(7,5) = 7259,06 \text{ KN.m}$$

b) Les forces horizontales :

$$P_{aH} = P_a \cdot \cos \delta = 238,49 \times \cos(27,33) = 211,86 \text{ KN/m}$$

$$\sum M_{FH} = 211,86 \left(\frac{10,5}{3} \right) = 741,54 \text{ KN.m}$$

3.3.2. Vérification :

a) Vérification vis-à-vis au glissement à la base :

On adopte la relation de l'équation :

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{\sum F_V \cdot \tan \delta + B \cdot C'_{af}}{\sum F_H} \geq 1,5$$

Avec :

C'_{af} : Cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, prise $0.67C'_f$, ou C'_f est la cohésion du sol de fondation.

Donc :

$$F_{s(\text{glissement})} = \frac{1826,25 \cdot \tan(27,33) + 7,5 \times 0,67 \times 20}{211,86} = 4,47 \geq 1,5 \quad CV$$

b) Vérification vis-à-vis au poinçonnement :

$$F_{s(\text{poinçonnement})} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} \geq 1,5$$

$$q_{ult} = c' N_c + 0.5\gamma_f B' N_\gamma + \gamma_f D_f N_q$$

Avec :

$$c' = 0,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$N_c = 30,1$$

$$N_\gamma = 22,4$$

$$B' = L - 2e = 7,5 - 2 \left(\frac{1}{6} \times 0,33 \times \frac{10,5^2}{7,5} \right) = 5,88 \text{ m}$$

Donc :

$$q_{ult} = 0,5 \times 30,1 + 0.5 \times 5,88 \times 22,4 = 1200,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v = 10,5 \times 21,8 = 228,9 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{s(\text{poinçonnement})} = \frac{1200,5}{228,9} = 5,24 \geq 1,5 \quad CV$$

c) Vérification vis-à-vis au renversement :

$$F_{s(\text{renversement})} = \frac{M_{FV}}{M_{FH}} = \frac{7259,06}{741,54} = 9,79 > 2 \quad CV$$

L'étude analytique a permis d'analyser les différents modes de stabilité pour le mur de soutènement en terre armée.

On constate que les dimensions de ce mur vérifient les critères de la stabilité interne et externe.

Chapitre 5:

Modélisation numérique

1. Introduction :

L'analyse numérique permet d'étudier la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du model dans un temps raisonnable.

Aujourd'hui, PLAXIS est le programme le plus pratique pour résoudre la plus part des problèmes géotechniques complexes impliquant la stabilité des murs ou des pentes, car il bénéficie de plusieurs points forts (sous-programme) [Annexe 3]. Pour qu'on puisse faire tous les calculs nécessaires, on doit lui préciser tous les données du projet.

Dans cette partie de notre travail nous allons utiliser le Plaxis 2D pour modéliser un mur de soutènement en terre armée renforcé par bandes d'acier à haute adhérence dans le cas statique.

2. Présentation de la procédure de simulation :

2.1. Modèle numérique :

La simulation de notre projet sera modélisée par un modèle géométrique 2D. Il fait de 7,5m de largeur sur une hauteur de 10,5 m. Le modèle est présenté dans la figure 5.1.

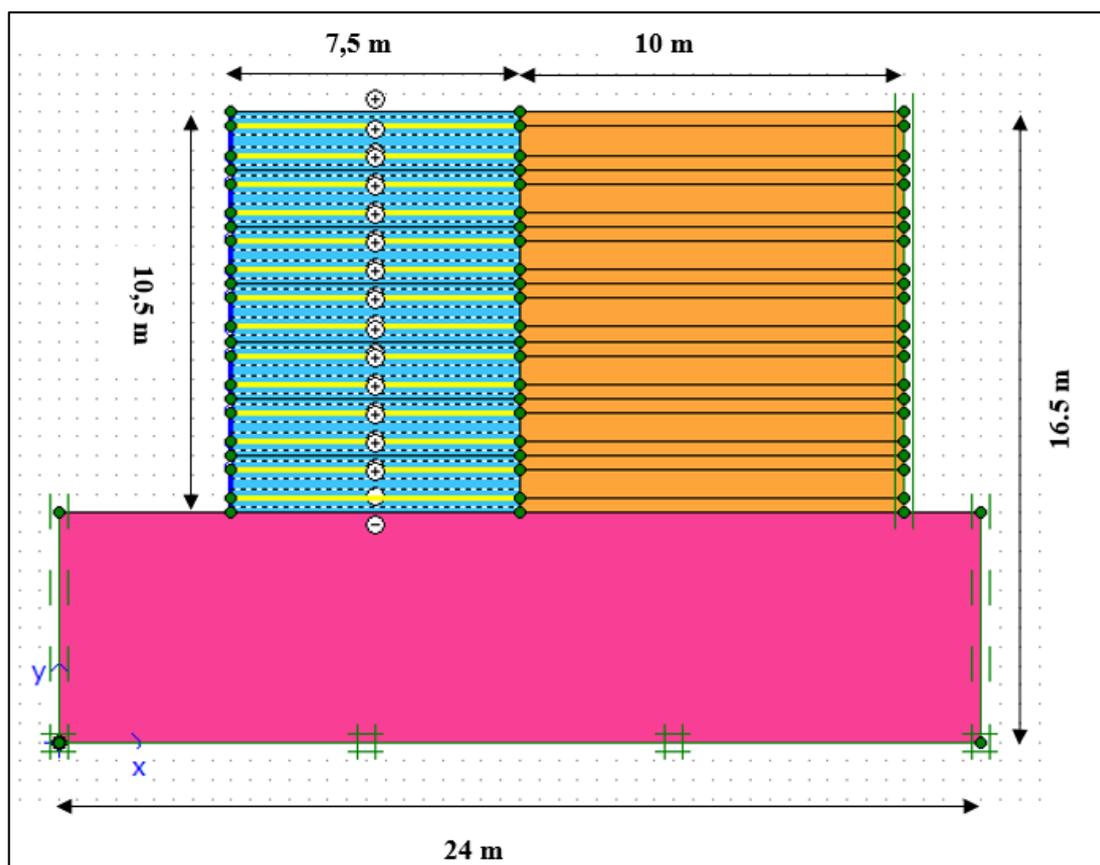


Figure 5.1 : Géométrie du modèle numérique.

2.2. Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux :

2.2.1. Le sol :

Le modèle est constitué de trois sols différents : sol renforcé ; remblai général et sol de fondation.

Le modèle de comportement utilisé pour simuler les différents sols est un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr Coulomb [Annexe 3]. Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres : les paramètres élastiques (le module d'Young et le coefficient de poisson) et les paramètres plastiques (l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance).

Les données des sols affectés dans le logiciel PLAXIS sont représentées (Tableau 5.1) :

Paramètres du sol	Sol renforcé	Remblai général	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Module d'Young E [kN/m ²]	30000	30000	30000
Coefficient de poisson ν	0.3	0.3	0.3
Masse volumique sec γ [kN/m ³]	21.8	20.8	18
Masse volumique saturé γ_{sat} [kN/m ³]	22.5	21.8	19
Angle de frottement φ (°)	44	41	30
Cohésion C	0.5	3	20

Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques du sol. [14]

2.2.2. Le parement :

Le parement de mur est construit avec sept écailles pour réaliser un mur de 10.5 m de hauteur.

Les écailles sont tirés d'une étude précédente [14], ayant une section droite de 1.50 m de côté, d'épaisseur 0.14 m et de poids volumique $\gamma=25\text{KN/m}^3$, sont modélisés en utilisant des éléments poutres représentés par l'objet « Plate » dans le code de calcul PLAXIS 2D, les poutres sont reliées verticalement, par des rotules afin de reproduire la flexibilité d'un mur réel.

Les paramètres essentiels pour les écailles sont la rigidité axiale et la rigidité flexionnelle :

$$EA = 25 \times 10^6 \times (0,14 \times 1) = 3,5 \times 10^6 \text{ KN/m} .$$

$$EI = 25 \times 10^6 \times \frac{0,14^3 \times 1}{12} = 5716 \text{ KN/m}^2/\text{m} .$$

$$W = \gamma \cdot d = 25 \times 0,14 = 3,5 \text{ KN/m}^2/\text{m} .$$

On présente ces caractéristiques dans le tableau suivant :

Paramètres	Symbole (unité)	Valeur
Hauteur	h(m)	1.5
Largeur	L (m)	1.5
Epaisseur	d (m)	0.14
Poids volumique	γ [kN/m ³]	25
Module d'élasticité	E [GPa]	25
Coefficient de poisson	ν [/]	0.2
poids	W [KN/m ² /m]	3.5
Rigidité axiale	EA [KN/m]	$3,5 \times 10^6$
Rigidité flexionnelle	EI [KN/m ² /m]	5716

Tableau 5.2 : Caractéristiques du parement du mur.

2.2.3. Les renforcements :

Les renforcements sont des bandes d'acier à haute adhérence ayant les caractéristiques suivantes :

Paramètres	Symbole (unité)	Valeur
Largeur	b [mm]	50
Epaisseur	d [mm]	4
Section	A [mm ²]	200
Limite d'élasticité	F _y [MPa]	450
Module d'élasticité	E [GPa]	200
Coefficient de poisson	ν [/]	0.3

Tableau 5.3 : Caractéristiques des armatures métalliques

Les armatures sont modélisés à l'aide d'un élément linéaire appeler géogridle « geo grid » sur PLAXIS, qui peuvent supporter les forces de traction mais ne peuvent pas supporter les forces de compression.

La seule caractéristique requise pour modéliser les armatures est la rigidité axiale par bande.

Sur les base des données présentées dans le tableau 5.3, la rigidité axiale par bande est de $EA = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}$. Afin de modéliser les bandes en déformation plane une approximation doit être faite. Plus précisément des bandes discrètes (dans la direction hors du plan sont situé à une distance de 0.75 m les uns des autres) sont remplacés par une plaque étendue sur toute la largeur. C'est-à-dire que les bandes considéré comme élément contenu (figure 5.2). Cette hypothèse a été utilisée pendant de nombreuses années et fournit des résultats raisonnables.

La rigidité axiale équivalente de la plaque est donnée comme suit :

$$EA_{eq} = EA \cdot N = 40000 \times \frac{2}{1.5} = 5,33 \cdot 10^4 \text{ KN/m}$$

Avec :

N : nombre d'armatures (il y a deux bandes par un panneau de 1.5 m).

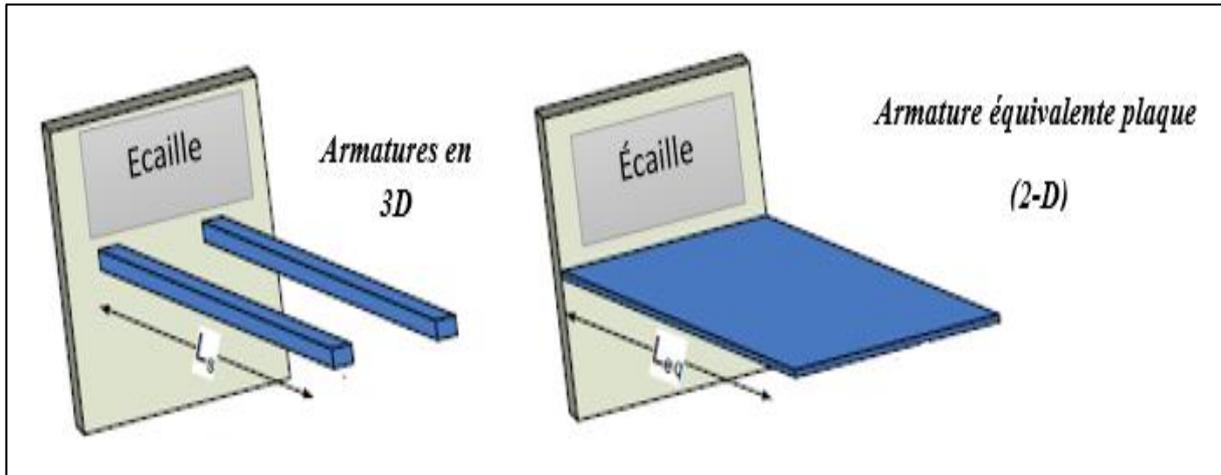


Figure 5.2 : Modélisation des armatures en conditions 2D [14]

2.2.4. Les interfaces :

Les interfaces sol-armature sont sur les deux parties (supérieur et inférieur des armatures), Ils sont modélisés par élément « interface » du Plaxis, dans notre étude on prend $R_{inter} = 0.8$ équivalent au frottement apparent f^* pour des armatures à haute adhérence.

2.2.5. Longrines de niveau :

Dans la présente étude, la longrine de mise à niveau n'est pas prévue comme appui structural de base, et les murs sont directement encastrés dans le sol de la fondation.[27]

2.3. Validation de l'étude :

2.3.1. Saisie des données :

Les figures (5.3) et (5.4) présentent la première étape : le model Plane Strain et l'élément à 15 nœuds ont été choisis dans le « General settings » et les dimensions géométriques :

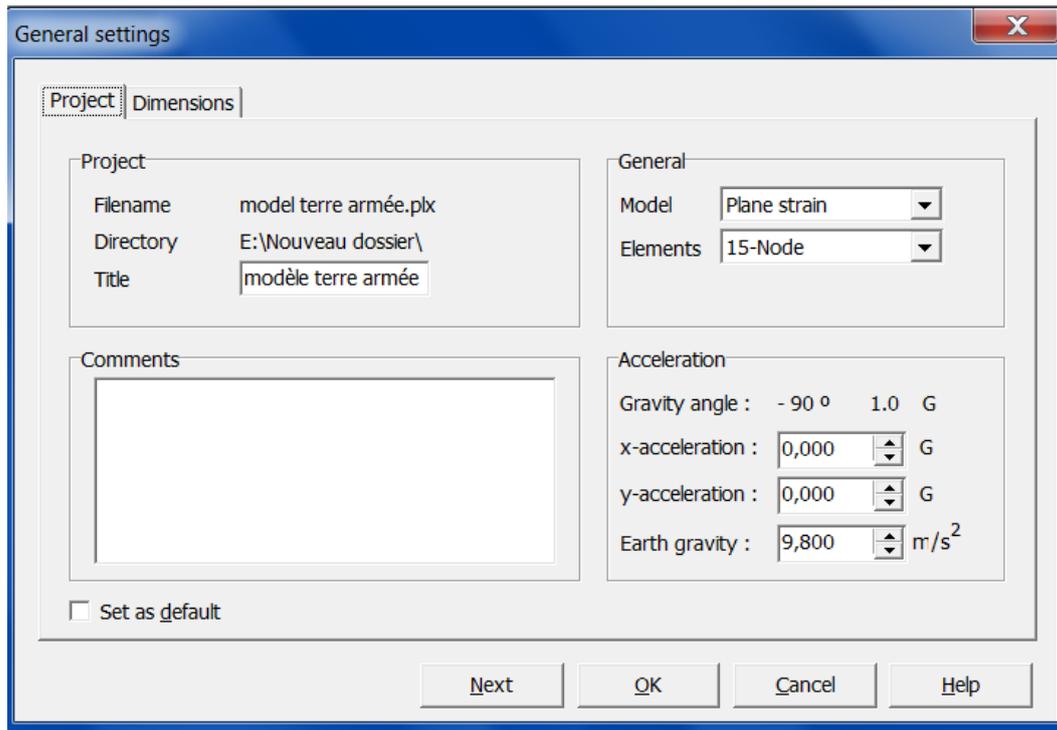


Figure 5.3 : Menu « General settings ».

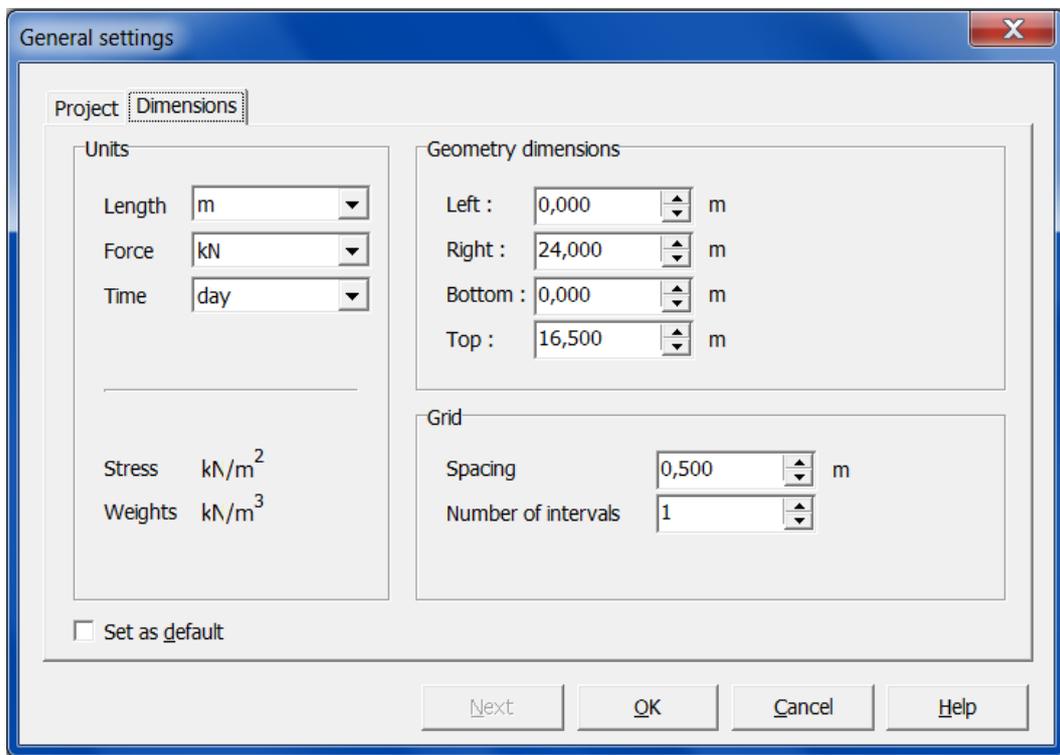


Figure 5.4 : fenêtre pour les dimensions géométriques.

2.3.2. Les conditions aux limites :

Pour les conditions aux limites ; les déplacements verticaux et horizontaux sont nuls sur le modèle $U_x = U_y = 0$ selon l'axe x ; et $U_x = 0$ selon l'axe y. On utilise l'icône «Standard Fixities» pour fixer les conditions aux limites. [25]

2.3.3. Génération du maillage :

Le maillage est généré en 2D dans un plan (OXY). Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre structure est constitué 1140 d'éléments et 10421 de nœuds. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 13680 Points. On règle la finesse du maillage sur « Fine » (figure 5.5).

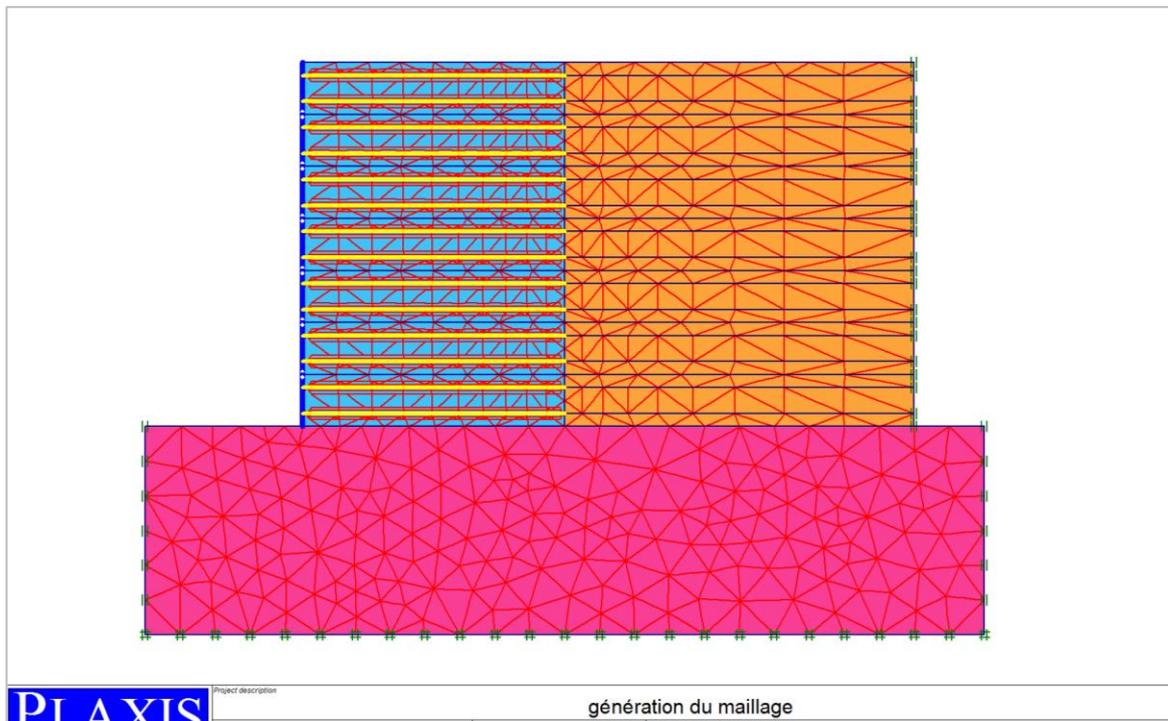


Figure 5.5 : Maillage du modèle.

2.3.4. Les conditions initiales :

Dans ce modèle il n'y a pas le niveau de la nappe phréatique (l'introduction du niveau de la nappe phréatique dans le code PLAXIS au fond du sol). La phase suivante est la génération de la pression interstitielle (figure 5.6) et la contrainte effective initiale (figure 5.7).

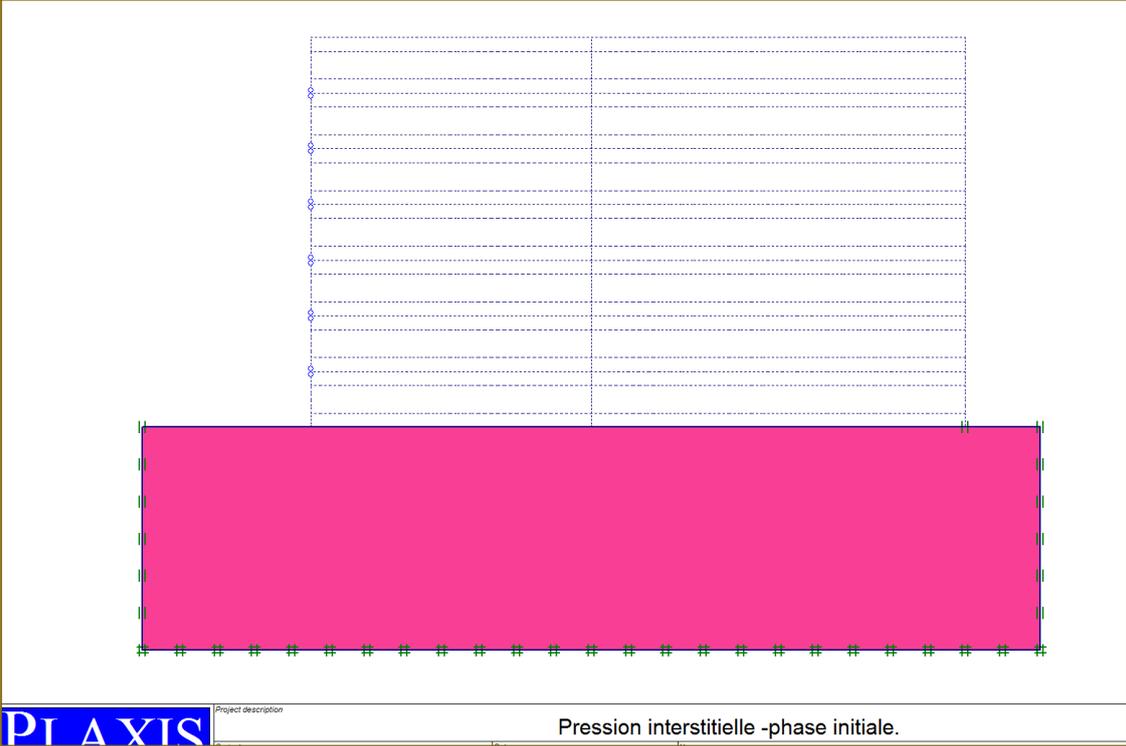


Figure 5.6 : Pression interstitielle-phase initiale.

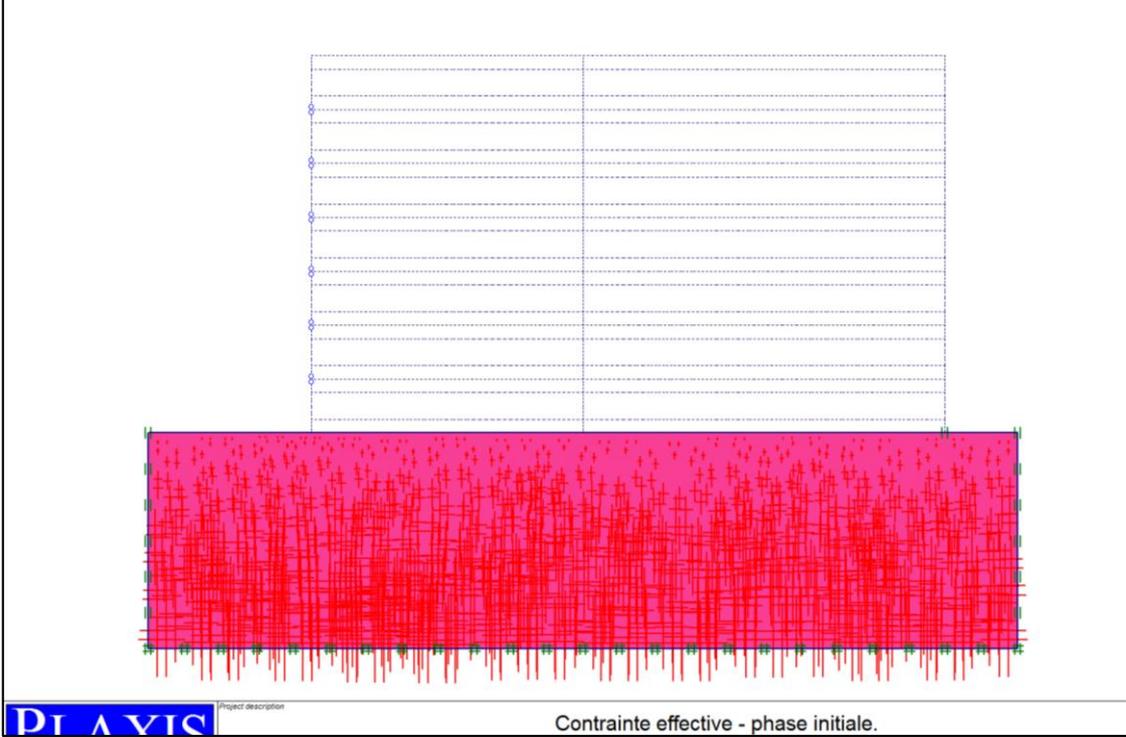


Figure 5.7 : Contrainte effective - phase initiale.

2.3.5. Phasage de calcul :

La construction du mur a été modélisée par la procédure « staged construction » c’est à dire par étapes. Le premier lit d’armature de renforcement est toujours installé à l’altitude 0,375 m sur la première couche de sol et la première écaille du béton. Le processus de construction du mur est modélisé en 14 phases.

On lance le sous-programme « PLAXIS CALCULATION » [Annexe 3], selon phases :

- Phase 1 : mise en place de la première écaille, de la première et deuxième couche et installation de la première armature entre les deux couches de remblai renforcé (équilibre).

Cette phase est répétée jusqu’à 10,5 mètres de hauteur du mur

- La dernière phase une analyse de sécurité selon la méthode « ϕ/c réduction ».

Ces phases de calcul sont indiquées dans la figure 5.8.

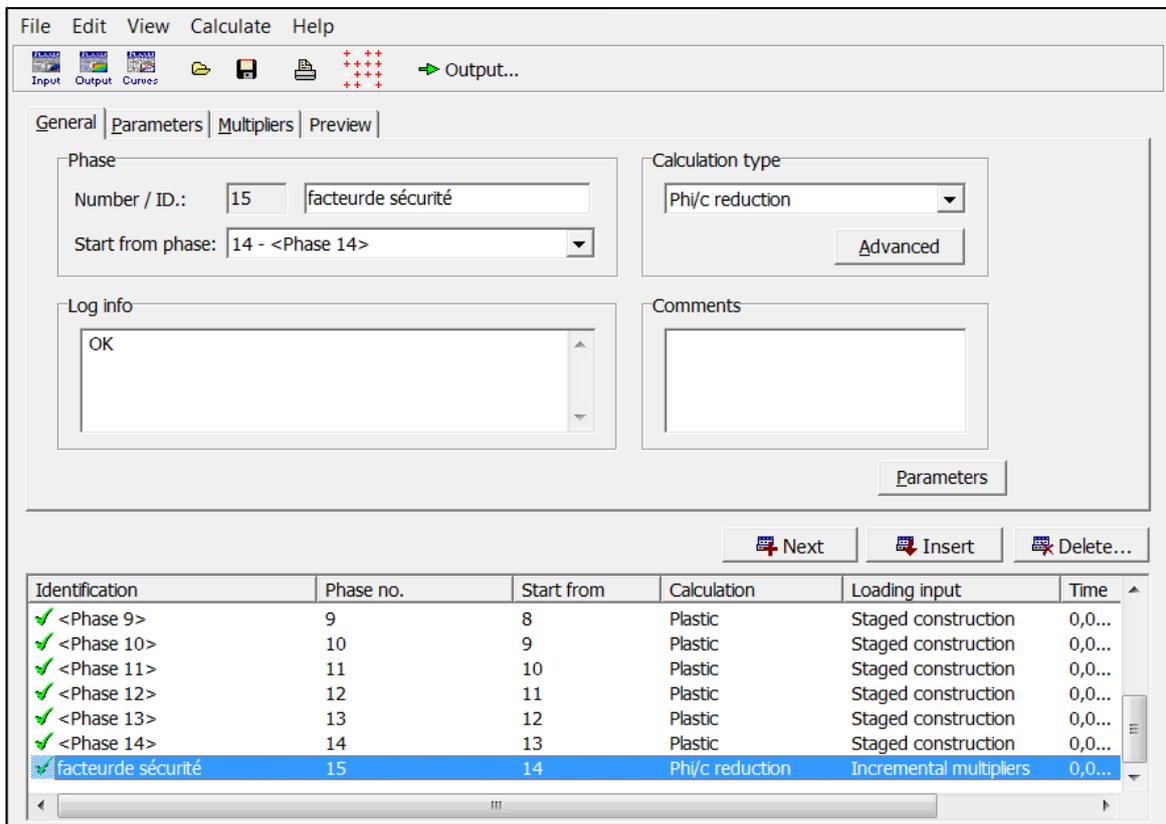


Figure 5.8 : Les phases de calcul.

2.3.6. Résultats de la modélisation numérique :

On utilise le sous-programme « out put » [Annexe 3] pour obtenir les résultats les plus importants pour l'étude par PLAXIS.

Les résultats obtenus pour le mur étudié :

➤ **Déformation du maillage :**

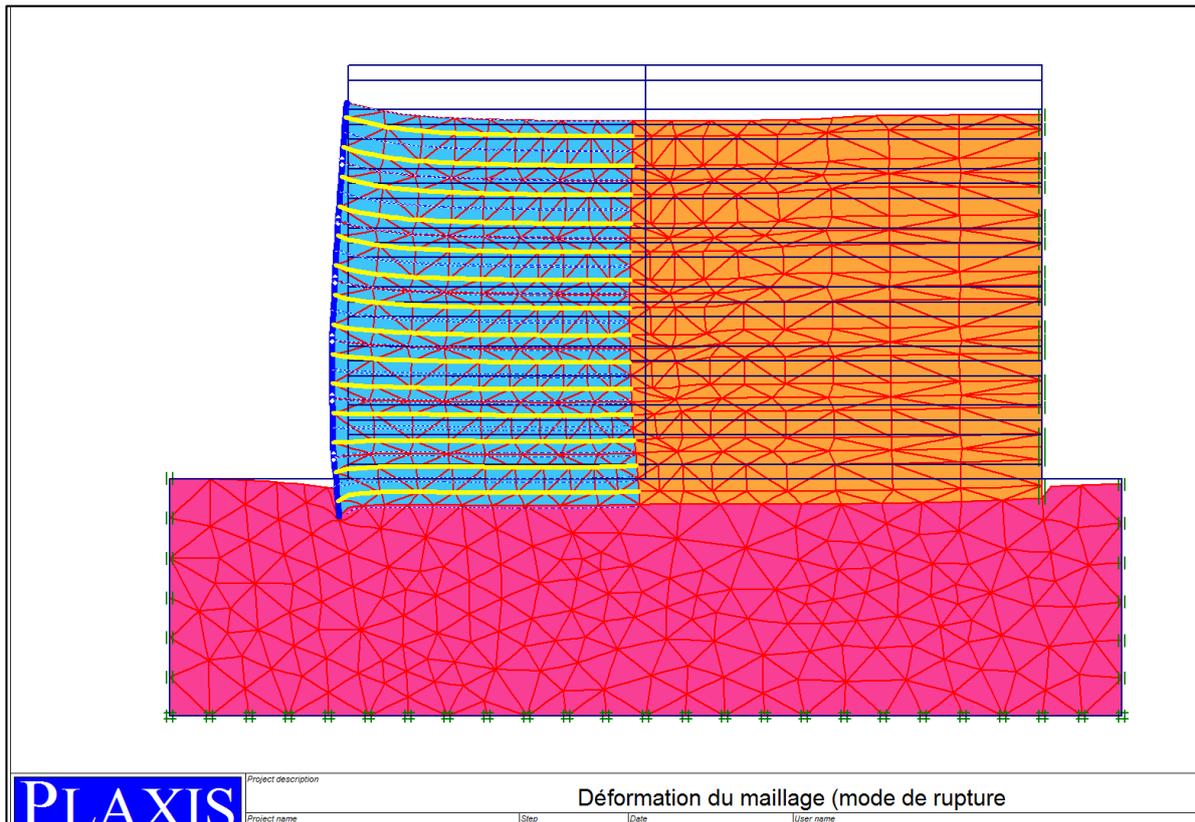


Figure 5.9 : Déformation du maillage (mode de rupture).

➤ **Comportement du mur à la rupture :**

Le mode de rupture dans le cas des armatures à haute adhérence, est lié au glissement qui se produit par le terrain instable. La zone de cisaillement maximale est observée dans trois zones du modèle (figure 5.10) :

- La première zone est localisée à l'extrémité des armatures, à l'interface entre le remblai renforcé et le remblai général.
- La deuxième est localisée en bas du remblai renforcé
- La troisième zone est la suite de la première dans le remblai général.

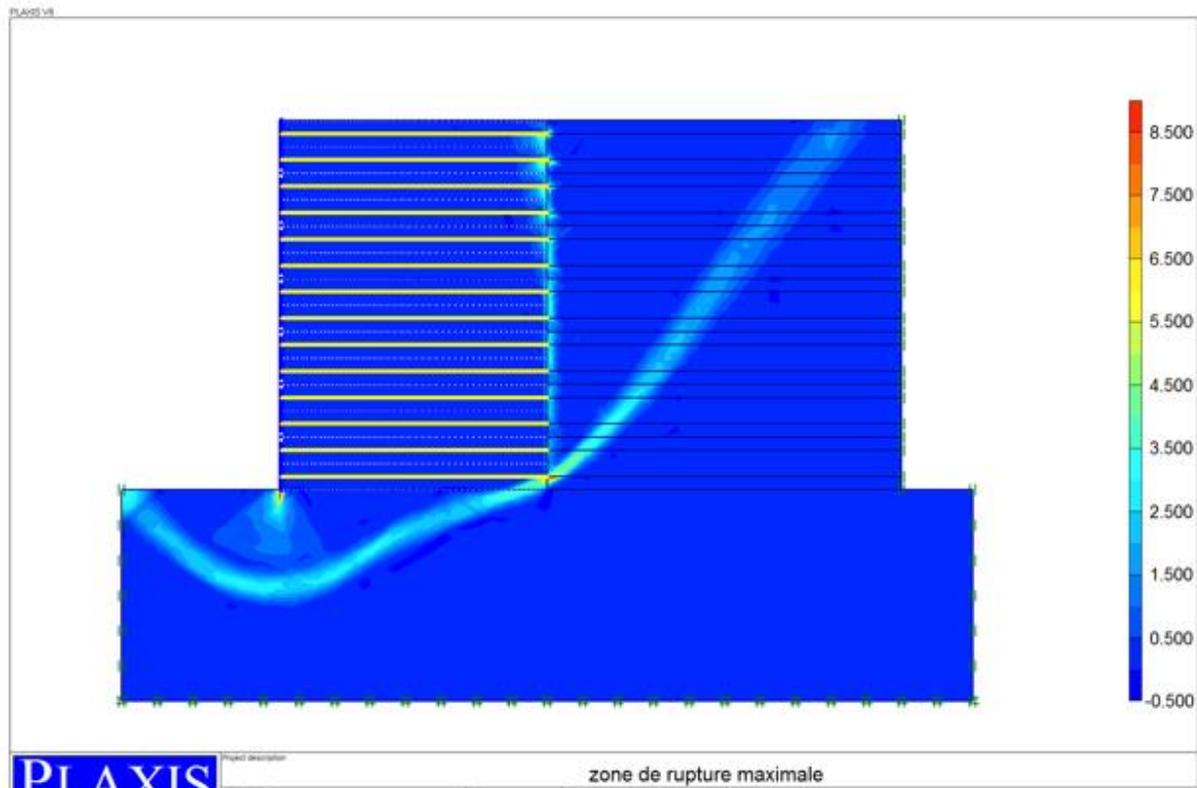


Figure 5.10 : Zone de rupture maximale.

➤ **Les contraintes totales :**

La figure (5.11) présente le champ de contrainte totale :

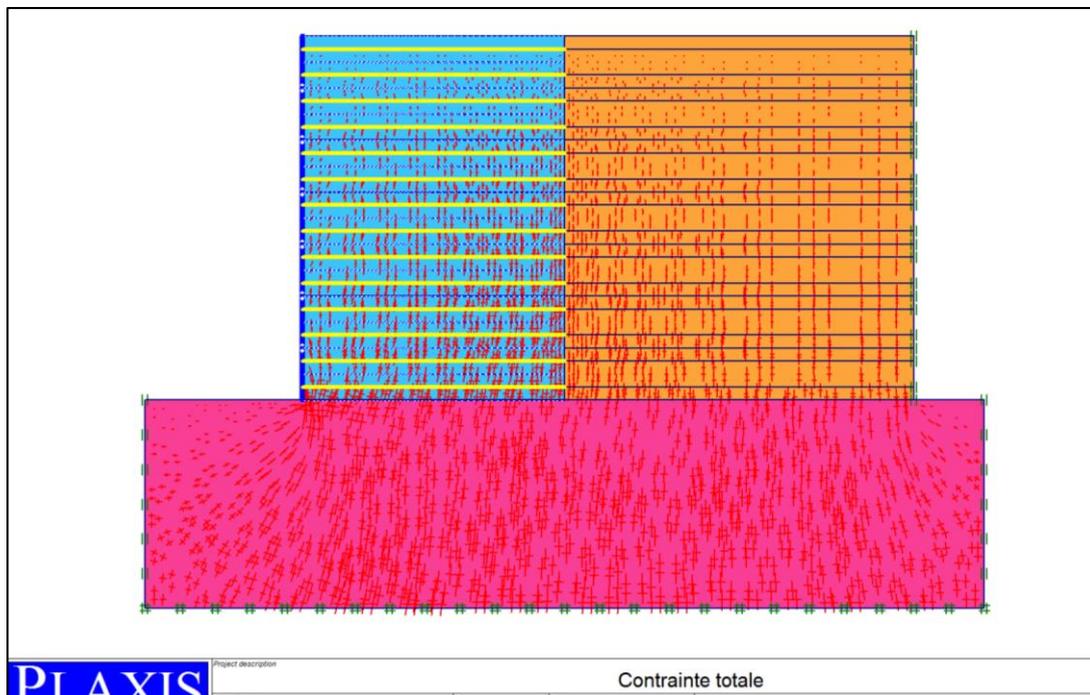


Figure 5 .11: Contrainte totale

➤ **Déplacement total :**

La figure 5.12 présente les déplacements totaux de modèle étudié $U_{tot} = 73,04 \cdot 10^{-3} \text{ m}$:

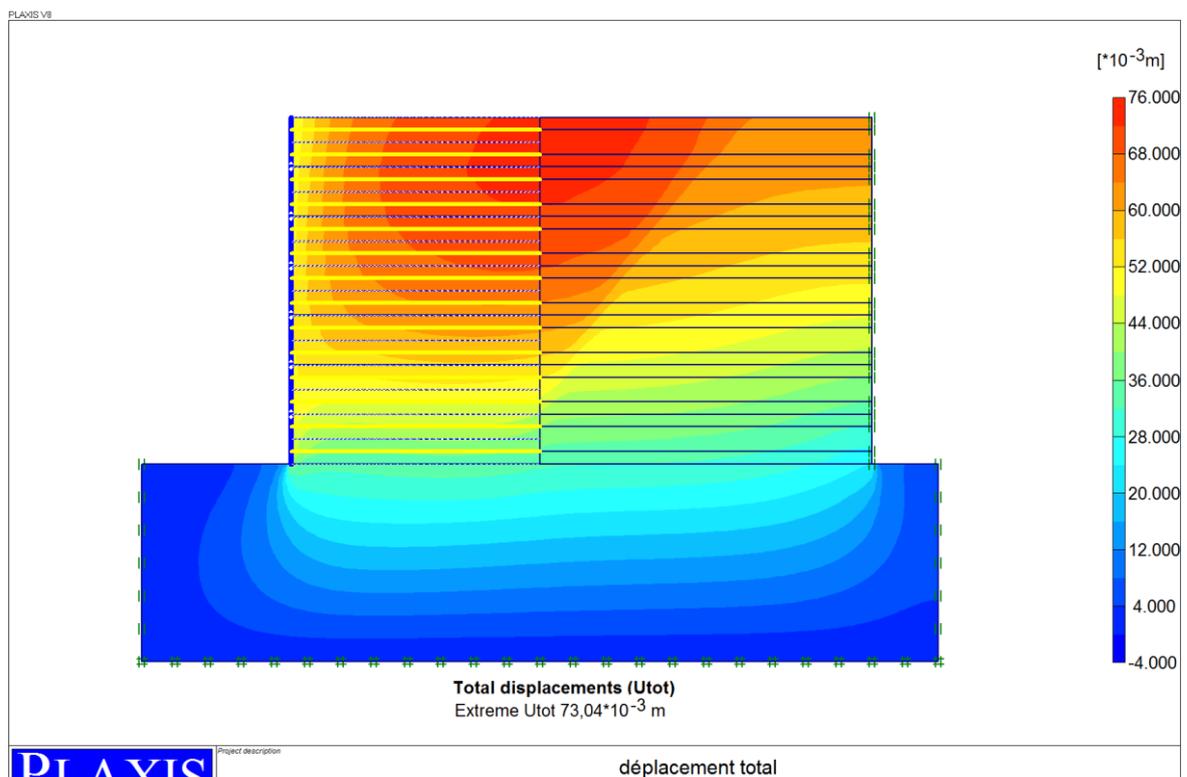
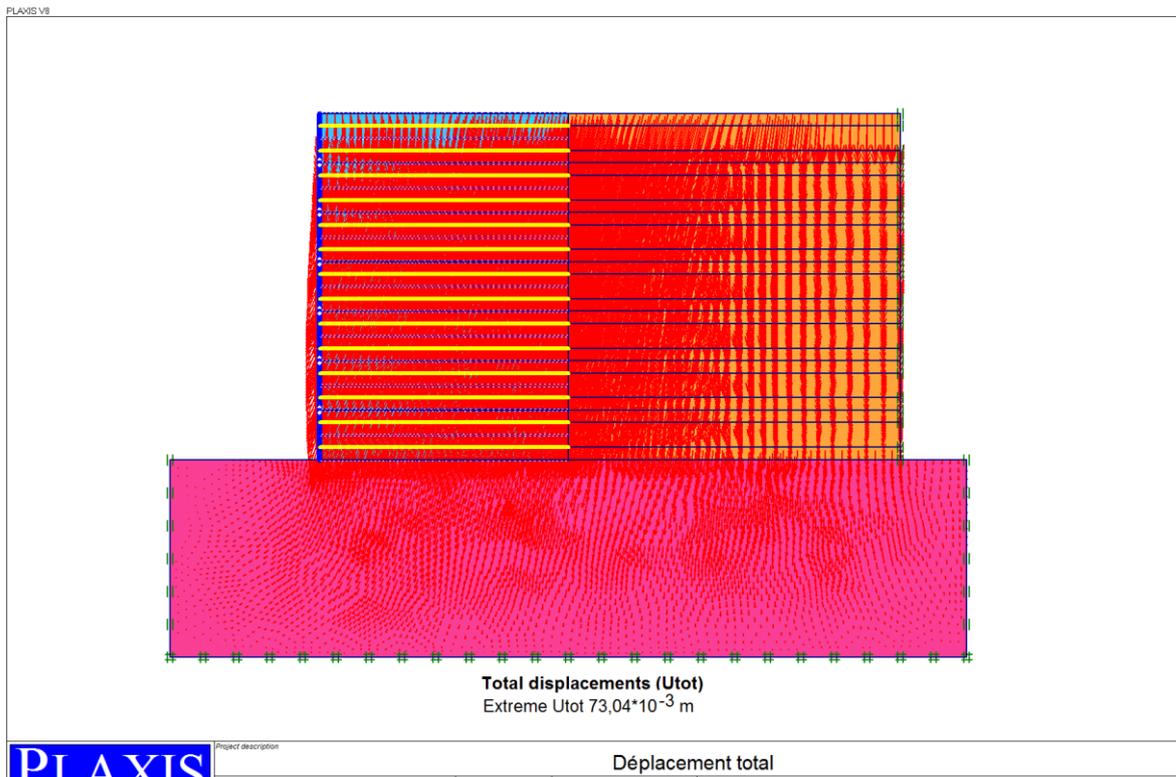


Figure 5.12 : Déplacement total à la fin de la phase de construction.

➤ Déplacement vertical :

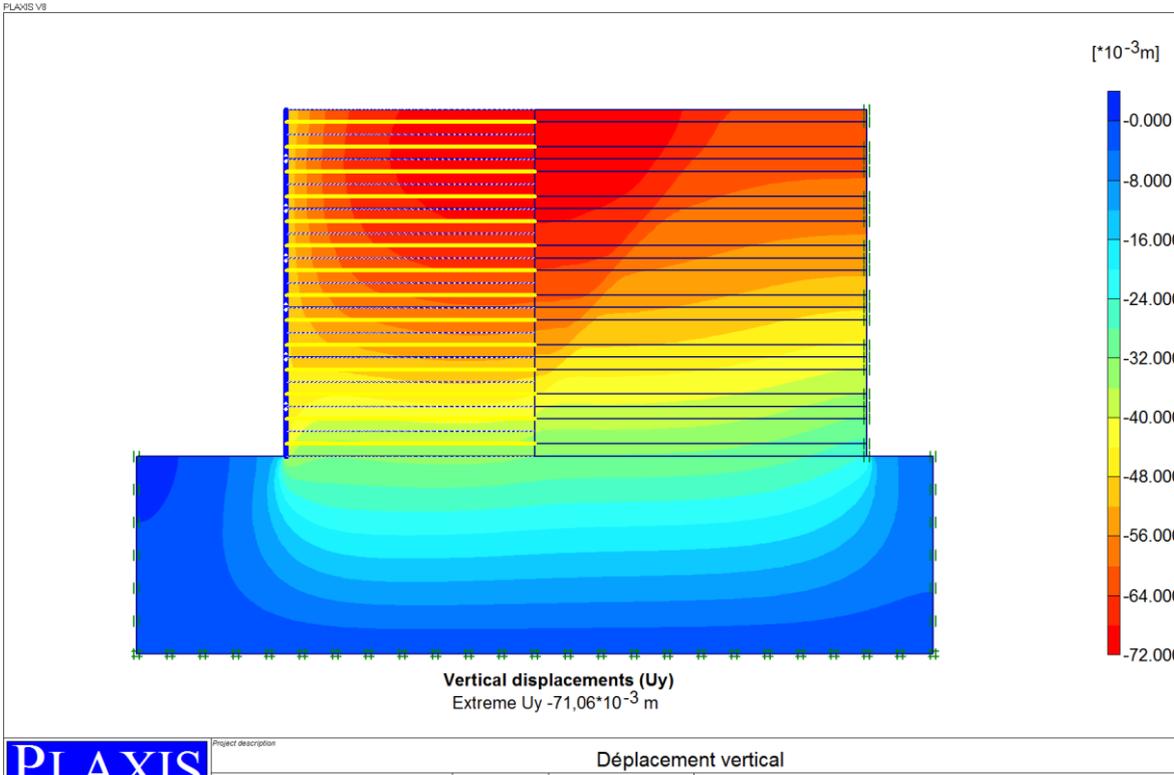
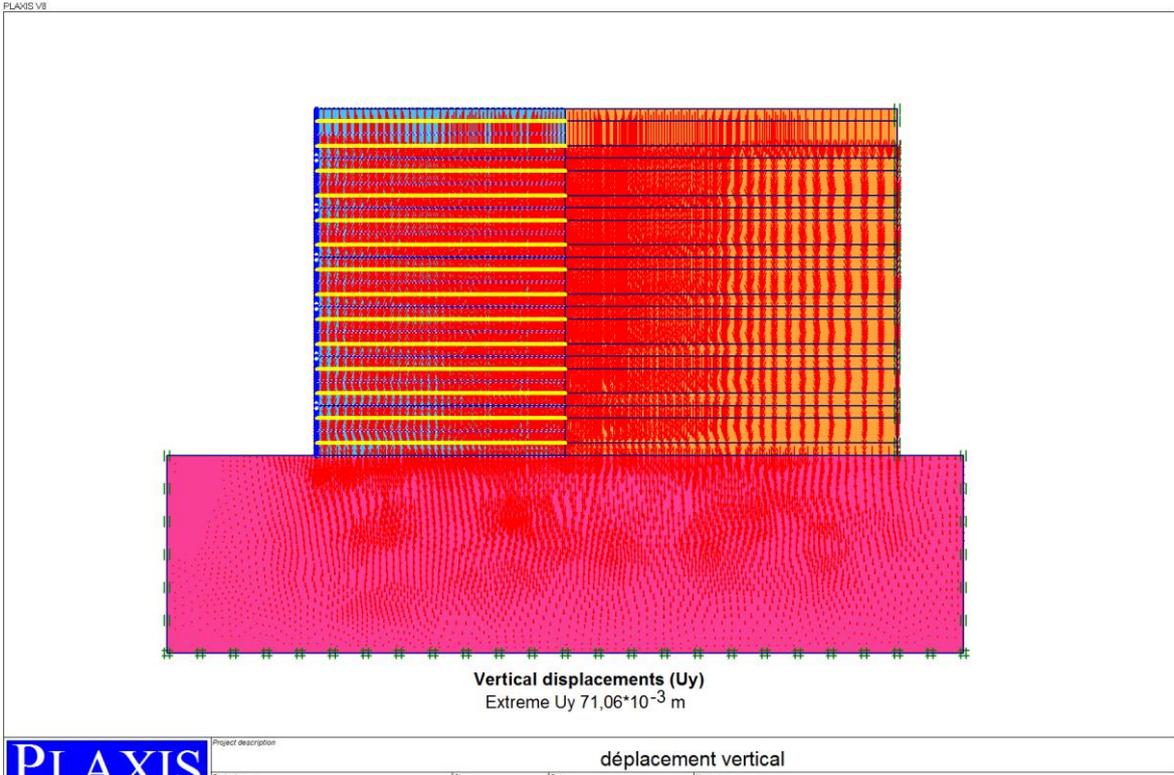


Figure 5.13 : Déplacement vertical.

➤ **Déplacement horizontal :**

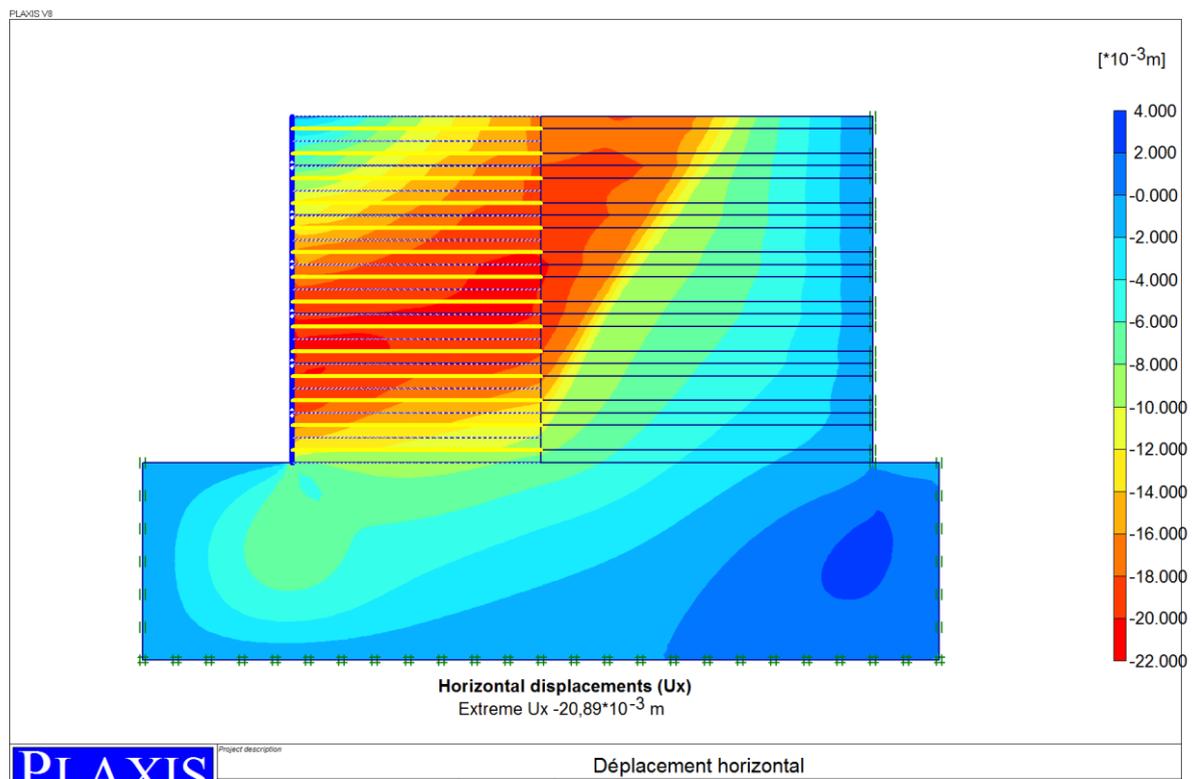
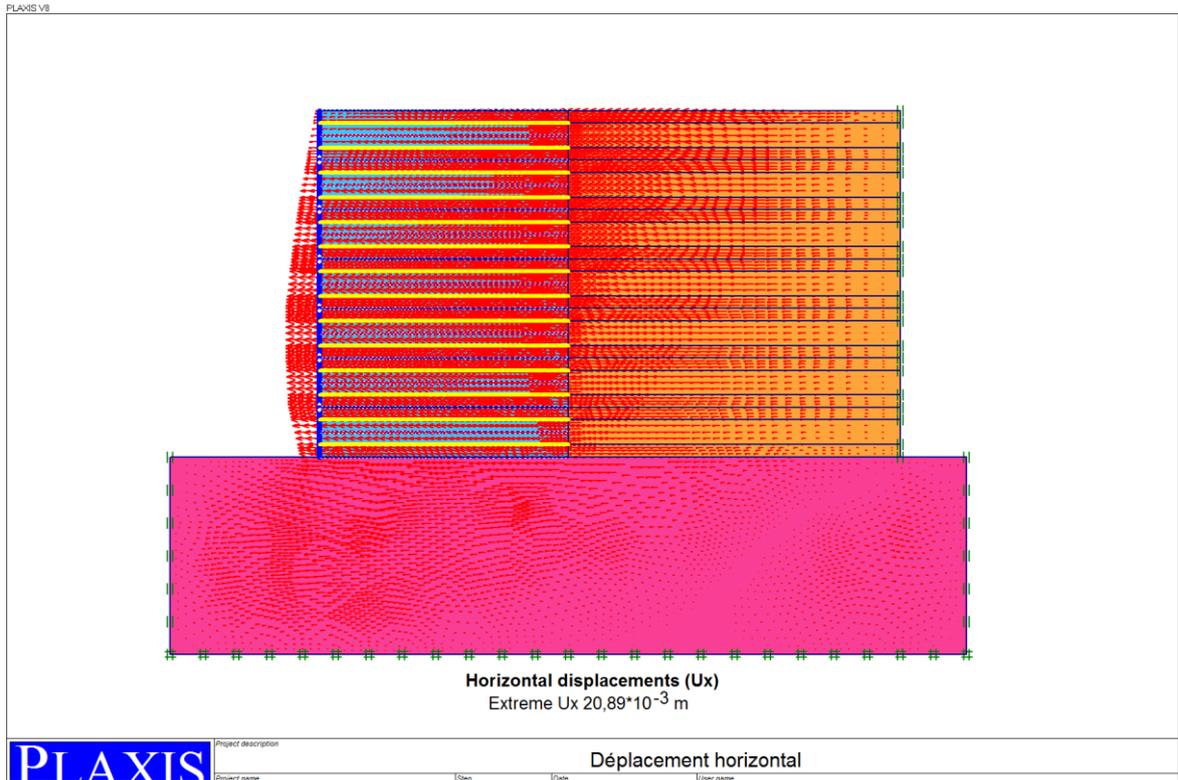


Figure 5.14 : Déplacement horizontal

➤ **L'effort de traction maximal T_{max} :**

La figure (5.15) montre que les efforts de traction maximum calculés par Plaxis sur les différents niveaux de renforcement sont situés sur des points localisés près du parement. Ces points ne coïncident pas avec la ligne des tractions maximales, cela est confirmé par (Abdelouhab et al, 2010).

La répartition des efforts montre que le mur peut être représenté par deux zones près que ceux définie dans la norme NF P 94 220 (figure 5.16) :

- Zone où les tractions sont élevées et quasi-constantes située à proximité du parement. Elle peut être assimilée à la zone active.
- Zone où les tractions sont faibles et diminuent en allant vers la queue des renforcements. Elle peut être assimilée à la zone résistante (zone d'adhérence).

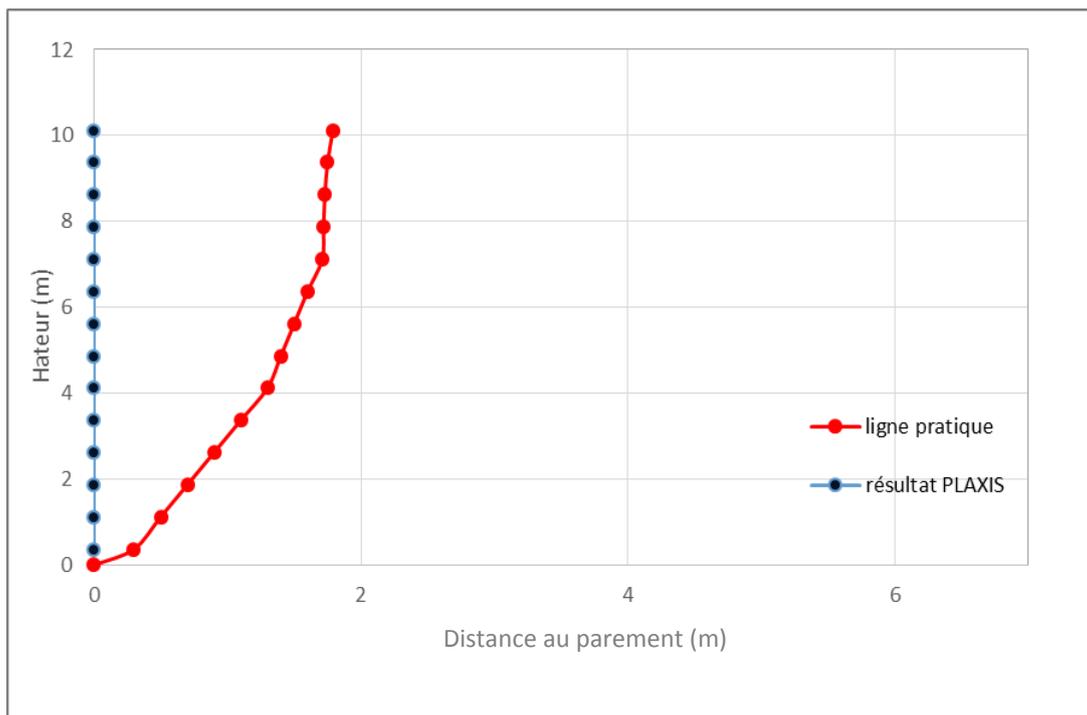


Figure 5.15 : Efforts des tractions maximales dans chaque lit de renforcement.

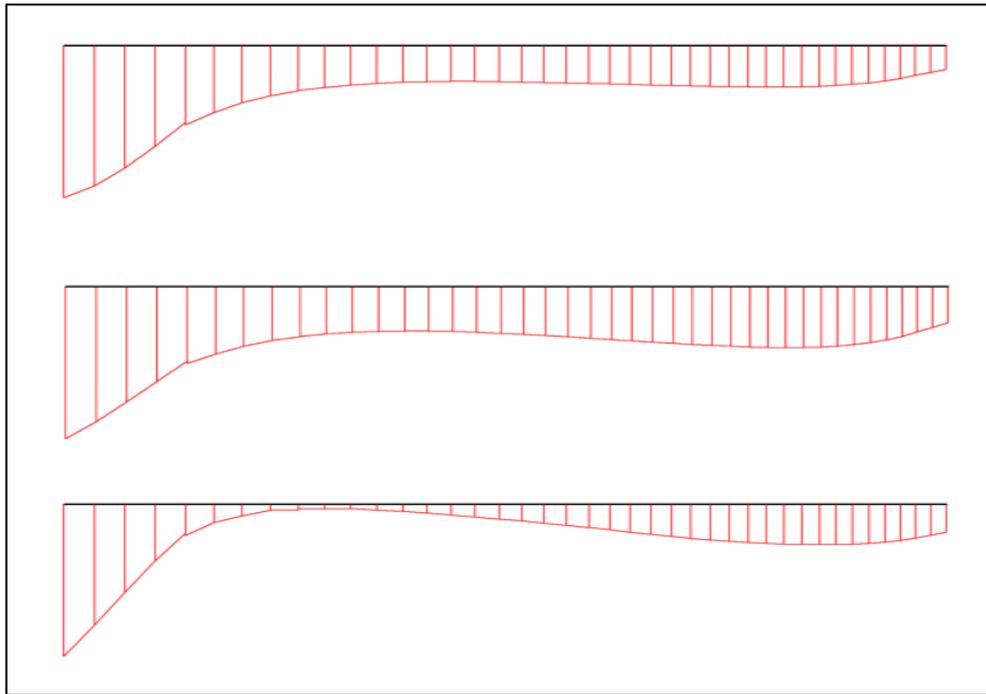


Figure 5 .16 : Répartition des forces de traction sur les armatures de renforcements

Les résultats de T_{max} dans chaque lit d'armature déterminée par le logiciel Plaxis :

Hauteur (m)	L'effort de traction maximum T_{max} (KN/m)
0,375	34,33
1,125	34,07
1,875	28,26
2,625	25,06
3,375	22,27
4,125	20,36
4,875	17,67
5,625	15,64
6,375	13,85
7,125	11,70
7,875	8,07

8,625	6,67
9,375	4,32
10,125	2,20

Tableau 5.4 :Résultats du calcul numérique de Tmax .

➤ **La poussée de terre :**

La figure (5.17) présente la poussée de terre déterminé par le logiciel Plaxis qu'égale à 239,60 KN/m. Le point d'application de cette force est en 1/3 de la hauteur.

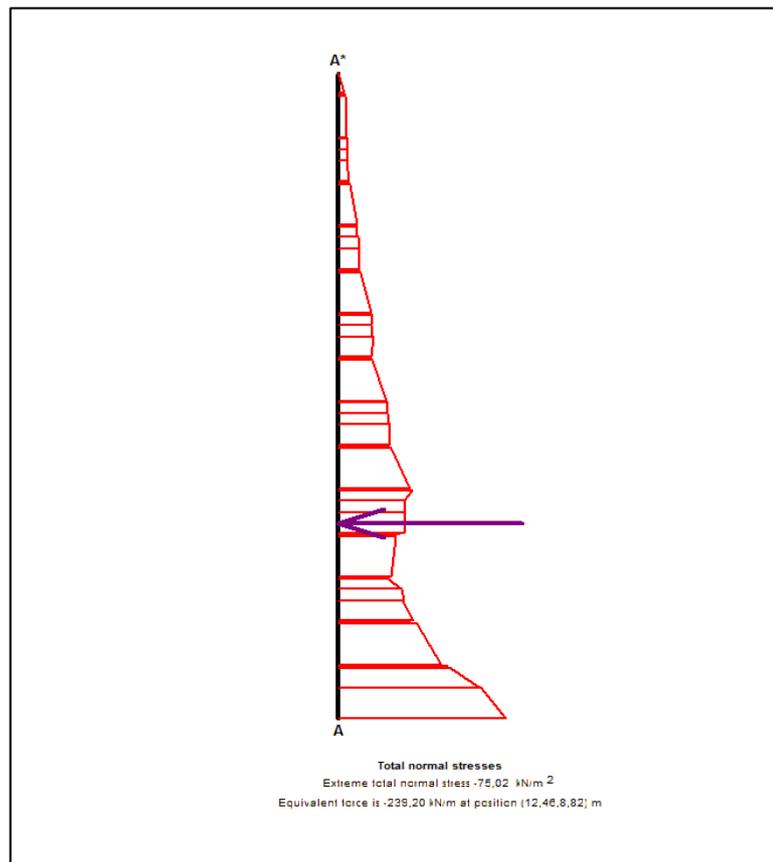


Figure 5.17 : diagramme de la poussée de terre

➤ **Le coefficient de sécurité**

L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1,63 (figure 5.18).

Multipliers		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdsp:	0.000	Σ -Mdsp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strength reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	1.636	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

Figure 5.18 : Fenêtre « calcul information ».

La figure (5.19) représente la distribution des surfaces de rupture après Phi/c réduction. Cette figure nous illustre où le critère de plasticité de Mohr Coulomb est atteint.

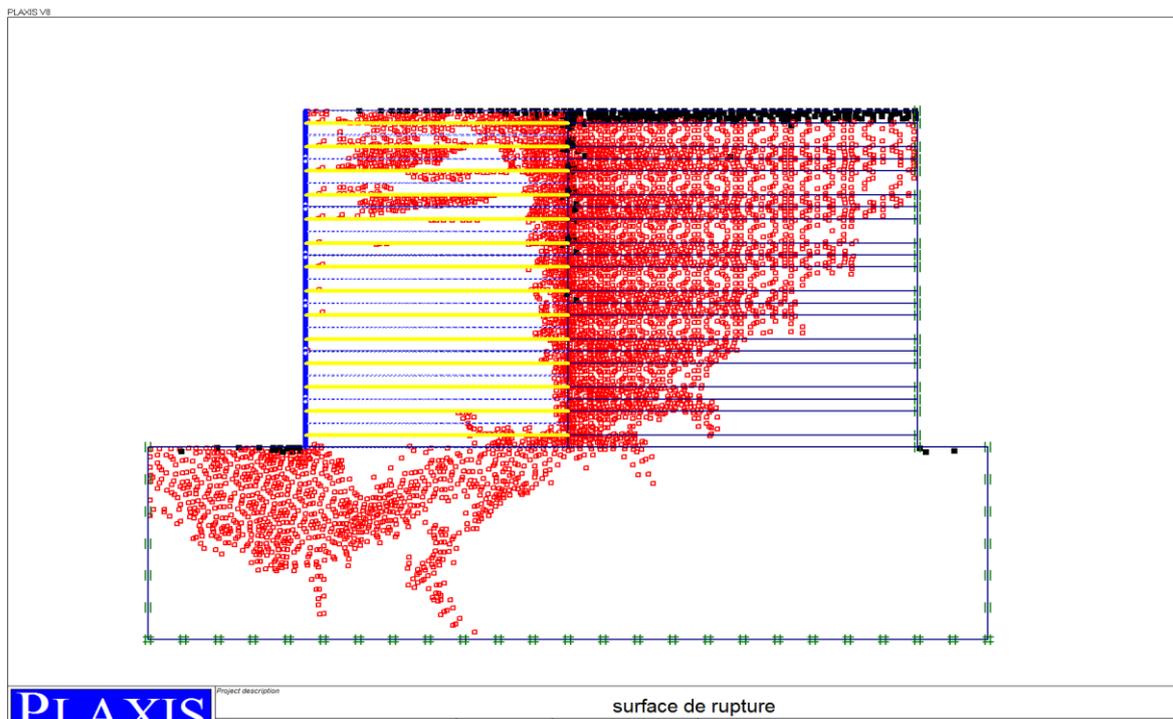


Figure 5.19 : Surface de rupture après Phi/C réduction.

3. Étude paramétrique :

Après la validation du modèle avec les mesures et résultats calculées, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique. On va montrer l'effet des paramètres sur la déformation des murs de soutènement en terre armée. On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change à chaque fois le paramètre à comparer.

On a choisi les paramètres suivants pour étudier et analyser leur influence :

- **Type de renforcement.**
- **Influence de la variation des longueurs du lit de renforcement (L).**
- **L'effet de l'angle de frottement du remblai.**
- **L'influence de la position de la nappe phréatique.**
- **Influence de l'interaction sol-armature.**
- **Influence de la flexibilité du parement.**
- **influence des nombres de phase du calcul.**

3.1. L'effet du type de renforcement :

Type de renforcement	EA (KN/m)	R _{Inter}	U _x (mm)	FS
Armature H.A	53000	0.8	20,89	1,63
Armatures lisses	53000	0.4	38,41.10 ⁻³	1,54
Géogrille [27]	2000	0.7	62,32.10 ⁻³	1,5

Tableau 5.5 : influence de la variation de type de renforcement.

Le tableau 5.5 et les figures 5.20 et 5.21 montrent l'influence du type de renforcement utilisé sur le facteur de sécurité et le déplacement horizontal.

Nous constatons qu'un ouvrage en terre armée renforcé par des armatures métalliques à haute adhérence est plus performant et plus stable qu'aux murs renforcés par des bandes métalliques lisses ou en géogrilles.

Le déplacement d'une armature en géogrille est trois fois plus grand que celui d'une armature à haute adhérence et le coefficient de sécurité monte de 1.5 de l'armature en géogrille à 1.63 pour l'armature H.A.

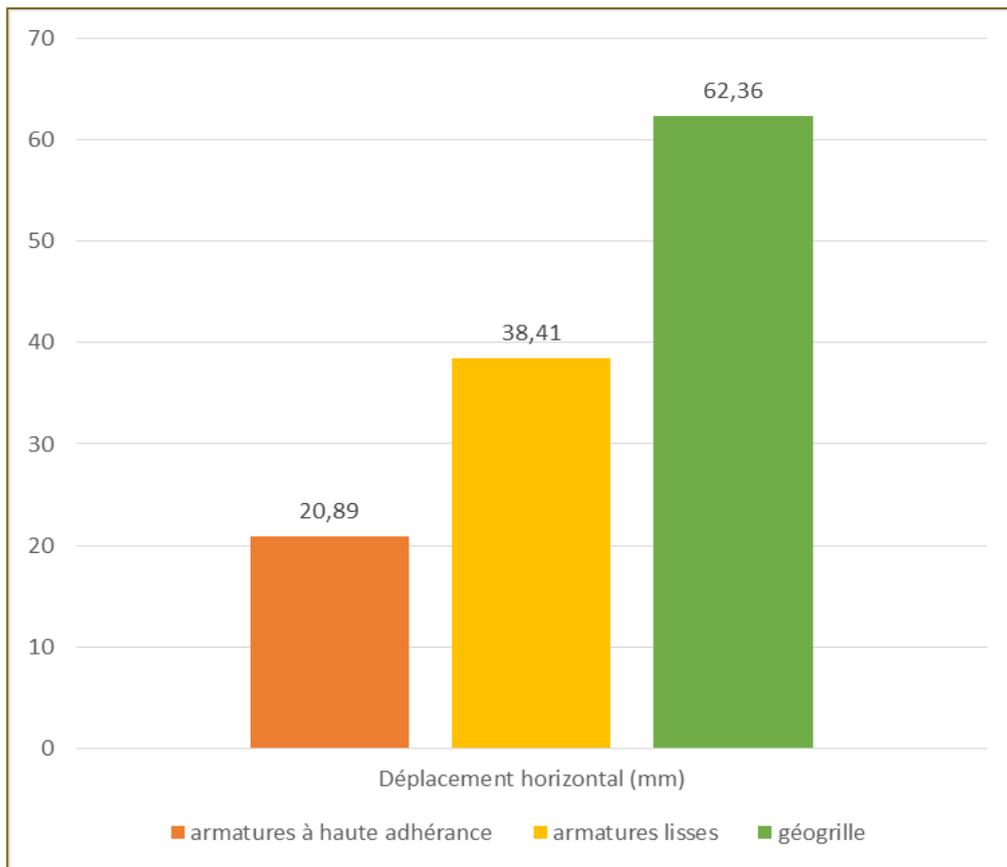


Figure 5.20 : l'influence de type de renforcement sur le déplacement horizontal

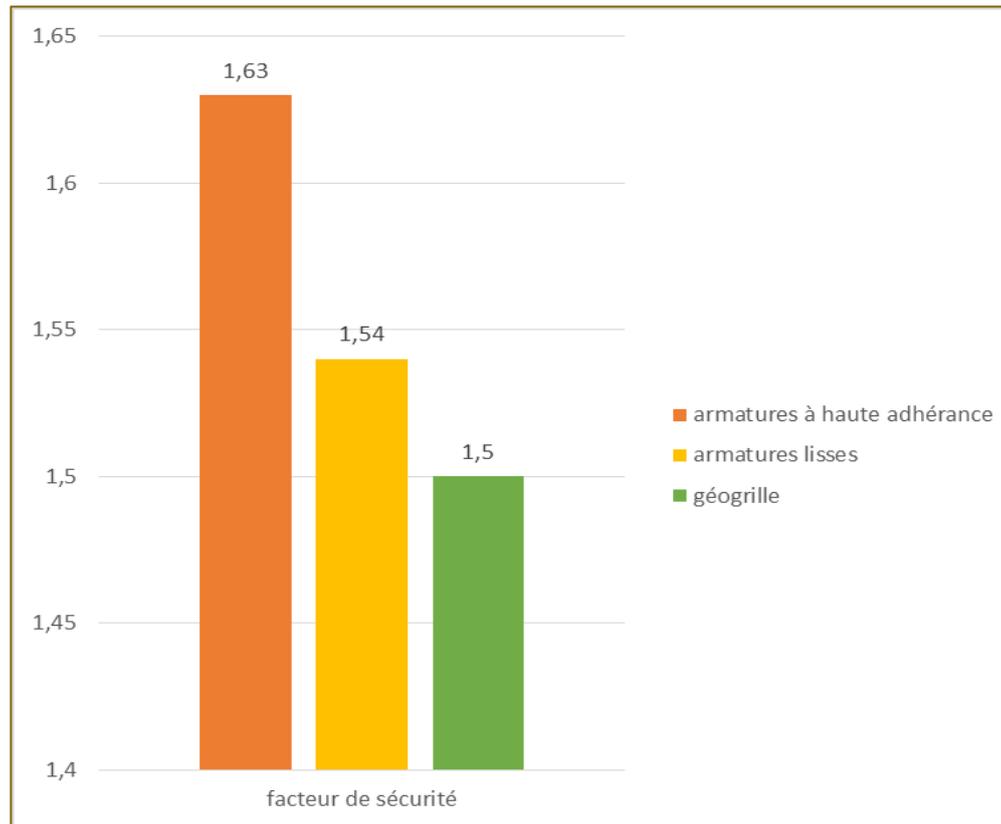


Figure 5.21 : l'influence de type de renforcement sur le facteur de sécurité.

3.2. Influence de la variation des longueurs du lit de renforcement :

La variation de la longueur des armatures s'est avérée l'une des facteurs importants qui affecte la résistance de l'armature à l'arrachement pour d'étudier ce point on a choisi des longueurs différentes inférieures à la longueur de référence ($L = 7.5$ m).

Les résultats obtenus sont montrées dans le tableau 5.6 et les figures (5.22) et (5.23) :

Longueur (m)	7,5	7	6,5	6	5,5	5
Déplacement horizontal (mm)	20,89	22,80	23,32	25,85	27,05	30,37
Facteur de sécurité	1,63	1,58	1,55	1,50	1,44	1,40

Tableau 5.6 : Résultats du calcul de L'effet de la Longueur des armatures.

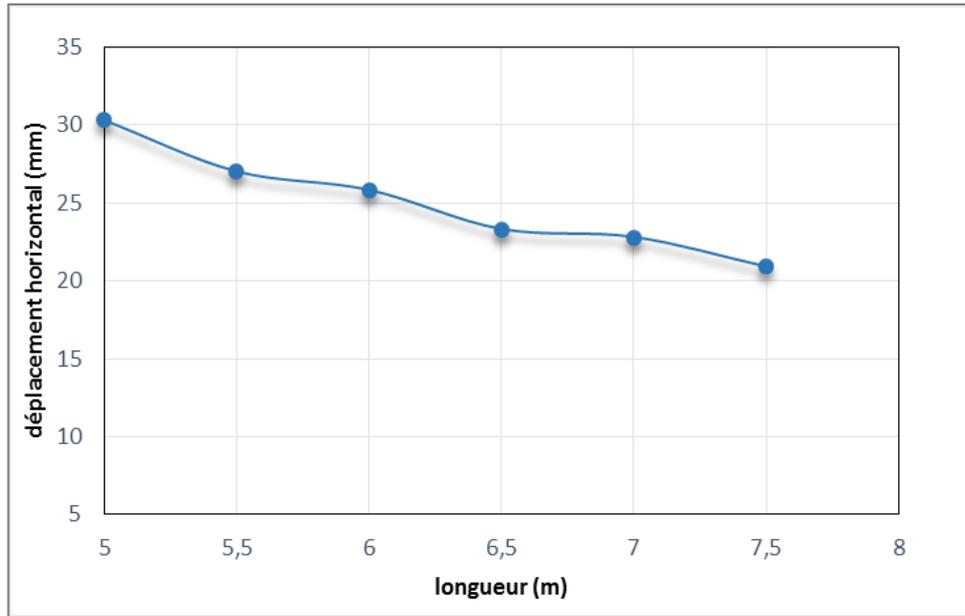


Figure 5.22 : variation du déplacement horizontal en fonction de la longueur

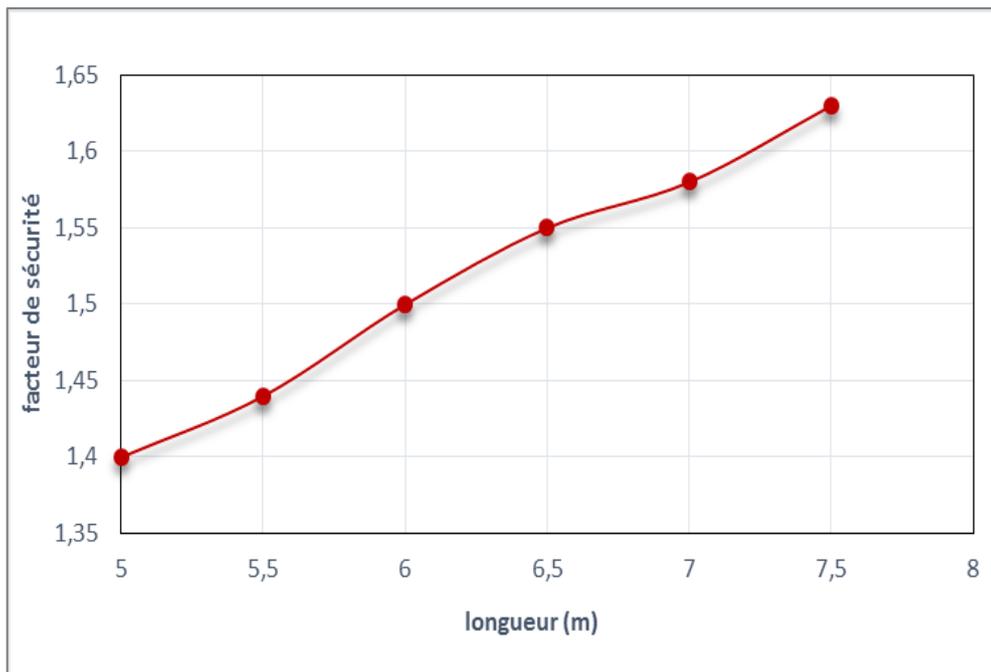


Figure 5.23 : Variation du F_s en fonction de L

On remarque que le déplacement horizontal passe de 20.89 mm pour l'armature de référence de 7.5 m de longueur à 30.37 mm pour une armature de 5 m.

On ne constate qu'une diminution de longueur de 33 % conduit à une augmentation de 15% du déplacement horizontal et une diminution de 45 % du facteur de sécurité.

3.3. Effet de la variation de l'angle de frottement du remblai :

L'une des paramètres géotechniques qui influe sur le comportement des ouvrages en terre armée est bien l'angle de frottement du remblai.

Quatre angles de frottement ont été pris pour étudier son influence sur la stabilité des murs ($\varphi = 41^\circ, 43^\circ, 45^\circ$ et 47°).

Les résultats sont présentés dans le tableau 5.7 et la figure 5.24 :

Angle de frottement (°)	41 (R)	43	45	47
Déplacement horizontal (mm)	20,89	20,14	19,45	18,00
Facteur de sécurité	1,63	1,64	1,67	1,69

Tableau 5.7 : Influence de l'angle de frottement du remblai.

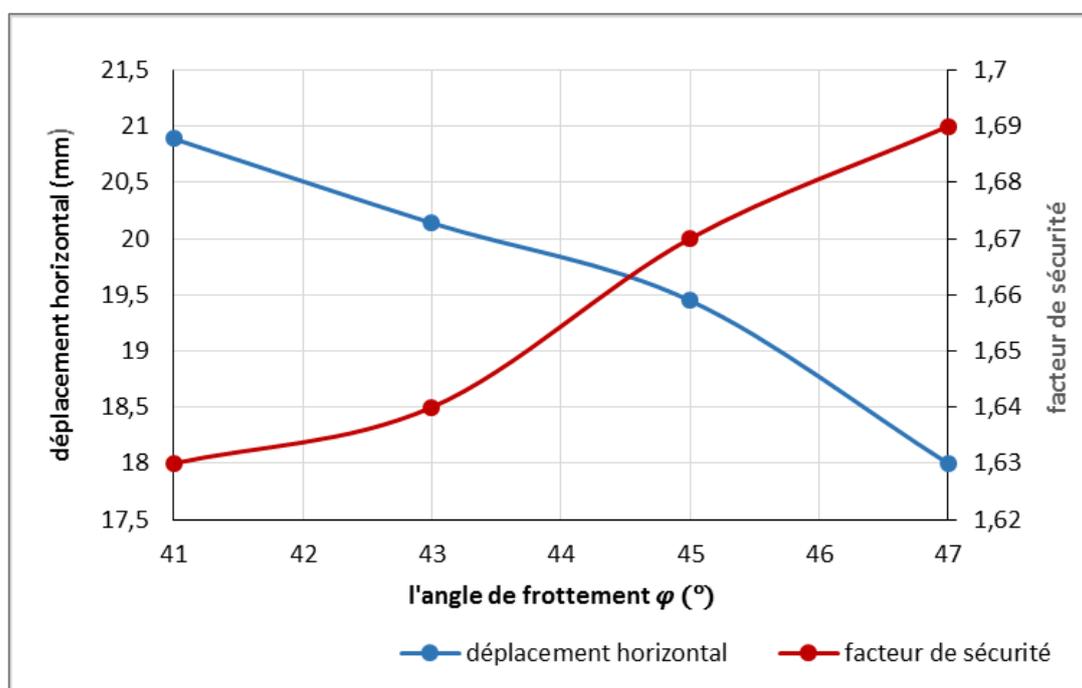


Figure 5.24 : Influence de l'angle de frottement du remblai sur le comportement du mur.

D'après ces résultats on constate que l'augmentation de l'angle de frottement conduit à l'augmentation du coefficient de sécurité et à une diminution du déplacement horizontal.

- Une augmentation de 9.75 % de l'angle de frottement conduit à une diminution de 7% du déplacement horizontal.
- Une augmentation de 15% de l'angle de frottement conduit à une augmentation de 5% du facteur de sécurité.

3.4. L'influence de la position la nappe phréatique :

Dans cette étude, on faire un calcul pour montrer que la position de la nappe phréatique peut avoir un impact négatif sur la stabilité totale du mur.

On remarque que le facteur de sécurité diminue quand la nappe phréatique s'approche de la base du mur ce qui influe sur la stabilité.

La figure (5.25) montre clairement la variation du coefficient de sécurité en fonction de la position de la nappe phréatique.

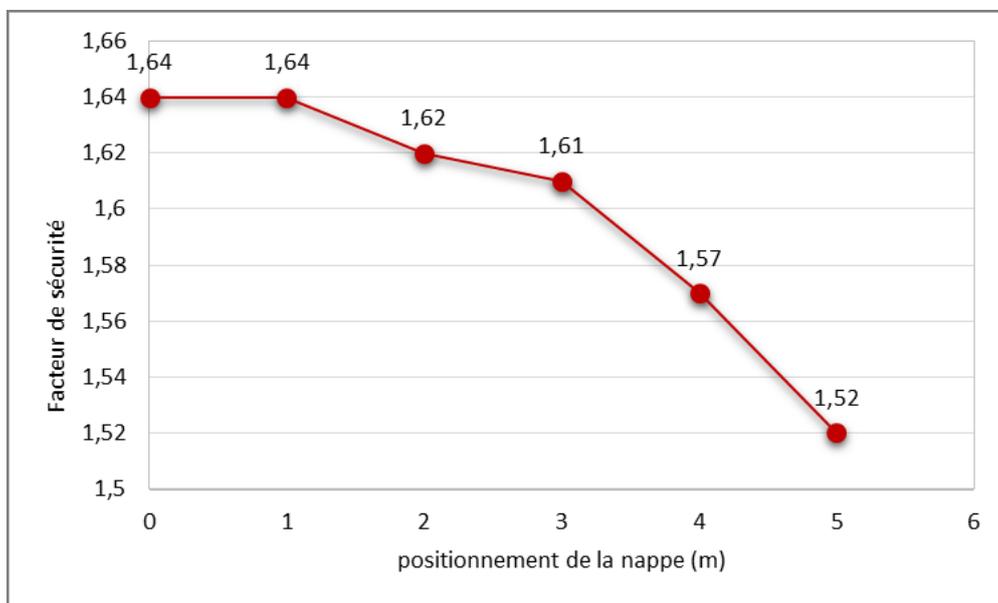


Figure 5.25 : variation du Fs en fonction du positionnement de la nappe.

3.5. Influence de l'interaction sol-armature :

Dans cette étude on a utilisé les interfaces suivantes :

$$R_{inter} = 0.2 ; 0.4 ; 0.6 ; 0.8 ; 1$$

D'après les courbes représentées dans la figure (5.26), on constate que l'augmentation de la rugosité de l'interface des armatures conduit à une diminution très remarquable du déplacement horizontal entre $R = 0,2$ et $0,4$ et devient stable après $0,8$. On remarque que le déplacement horizontal d'une interface de $0,2$ est six fois plus grand en le comparant avec celui de $0,8$. Aussi, l'augmentation de l'interface sol-armature donne une augmentation du coefficient de sécurité. Pour une interface comprise entre $0,2$ et $0,4$ l'ouvrage est instable et la stabilité n'est assurée qu'à partir de $R = 0,4$ et partir de $0,6$ d'interface l'ouvrage montre une stabilité remarquable et le coefficient de sécurité devient stable.

Ces remarques sur la rugosité de l'interface permettent de dire que les ouvrages en terre armée renforcés par des armatures métalliques sont stables pour une interface comprise entre $0,4$ et $0,8$.

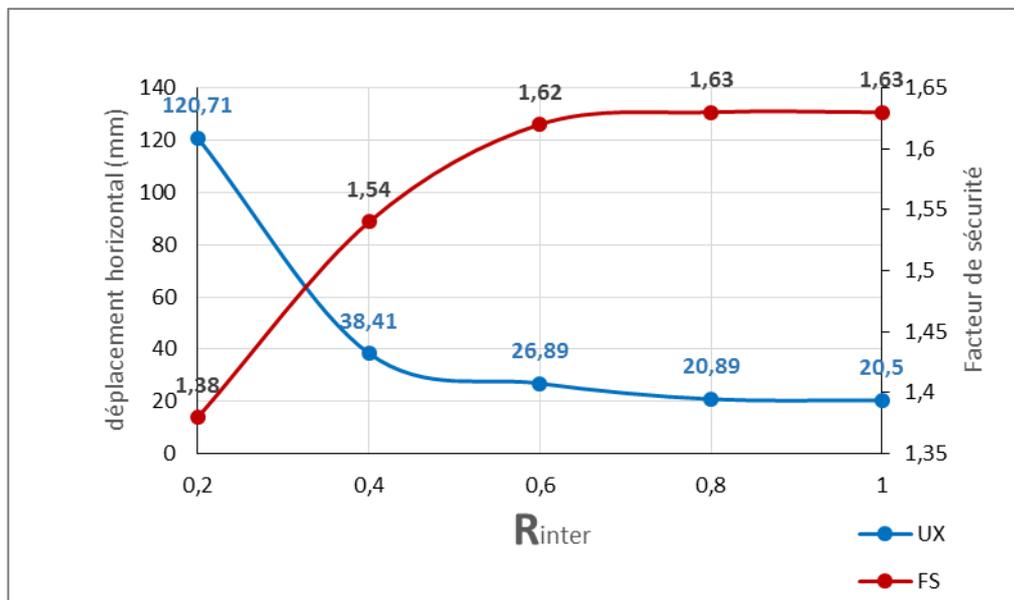


Figure 5.26 : influence de l'interaction sol-armature.

3.6. Influence de la flexibilité du parement :

Pour étudier l'influence de la flexibilité du parement sur le comportement des ouvrages en terre armée on a choisi deux modèles.

Dans le modèle de référence on a pris en compte l'existence des joints (qui sont modélisés comme articulation) entre les écailles de béton qui permet une certaine flexibilité ou rotation. Dans le deuxième modèle on supprime totalement les joints et le mur est modélisé comme un élément rigide.

Dans la figure (5.27) on remarque qu'il n'y a aucune variation des valeurs du déplacement horizontal et de coefficient de sécurité. Cette remarque montre que les plots ou les joints ont un effet local seulement et n'ont aucune influence sur la stabilité de l'ouvrage et leurs rôle est d'empêcher le contact direct et les dommages possibles des panneaux de revêtement de béton.

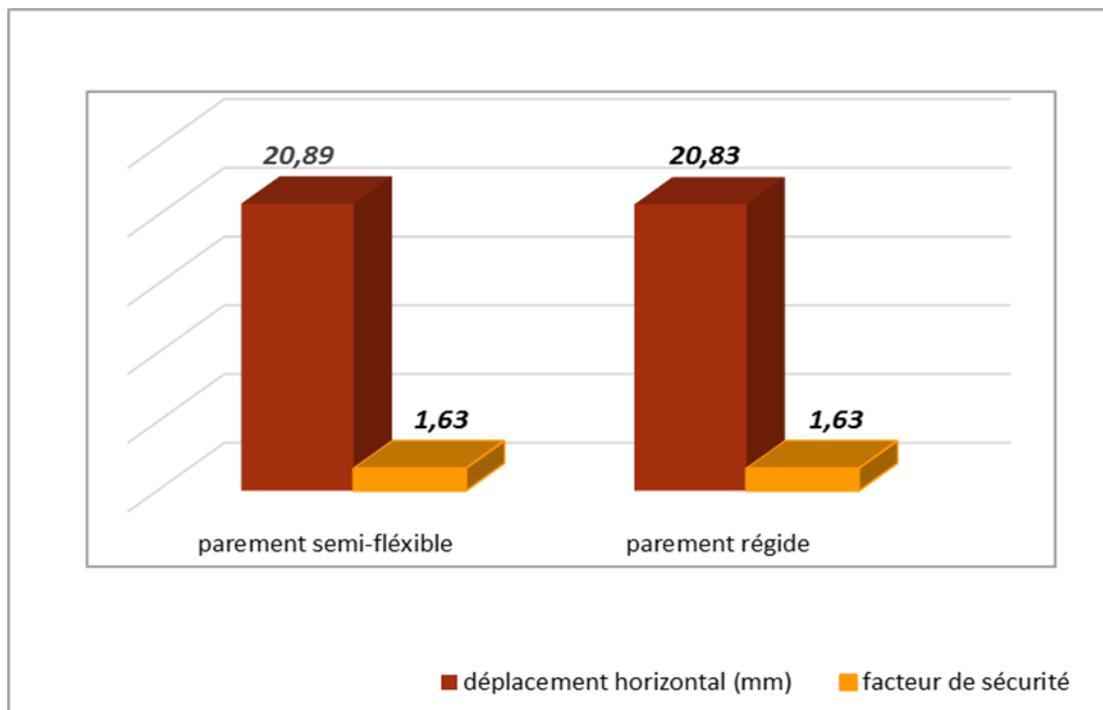


Figure 5.27 : influence de la flexibilité du parement.

3.7. influence de nombres de phase du calcul :

Le modèle de référence est modélisé par des couches de 0,375 m d'épaisseur en 14 phases jusqu'au la hauteur totale du mur. Par contre le deuxième modèle de comparaison ne tient compte que de trois phases essentielles seulement :

- Phase du mur sans renforcement.
- Phase du mur avec renforcement.
- Phase de ϕ/C réduction.

Les valeurs du déplacement horizontal et du coefficient de sécurité des deux modèles sont représentés dans la figure (5.28).

On constate qu'il y a une augmentation de 50 % le déplacement horizontal en comparant les deux modèles, par contre on remarque qu'il n'y a aucun changement à la variation du coefficient de sécurité.

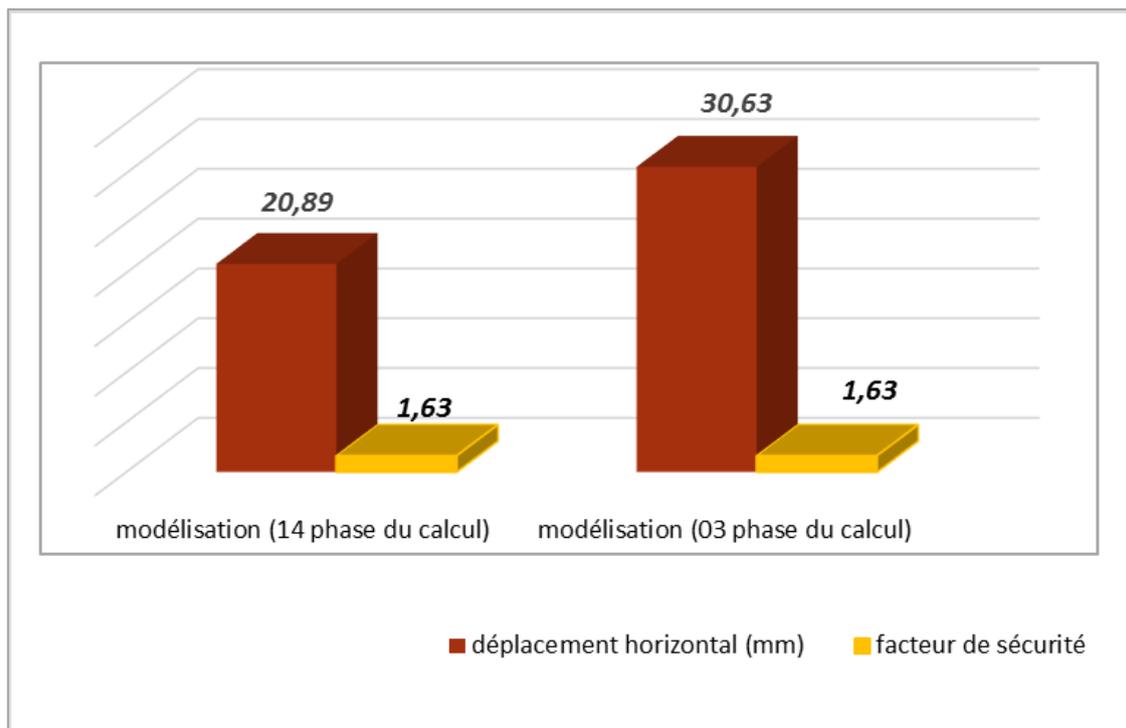


Figure 5.28 : influence de nombre des phases du calcul.

4. Etude comparative :

Dans cette partie on expose les principaux résultats d'une étude comparative, on a comparé les différentes modélisations analytiques et numériques.

4.1. Les résultats de la stabilité interne :

N de lit	Hauteur de mur (m)	σ_v (KN/m)		σ_h (KN/m)		T_{max} (KN/m)	
		PLAXIS	Analytique	PLAXIS	Analytique	PLAXIS	Analytique
1	10,125	8,48	8,17	1,52	1,47	2,20	1,10
2	9,375	27,28	24,59	5,18	4,43	4,32	3,32
3	8,625	45,23	41,03	8,14	7,38	6,67	5,53
4	7,875	59,30	57,65	10,67	10,38	8,07	7,79
5	7,125	73,01	74,57	13,14	13,42	11,70	10,06
6	6,375	91,64	91,63	16,49	16,49	13,85	12,37
7	5,625	110,00	109,19	19,80	19,65	15,64	14,74
8	4,875	127,83	126,85	23,01	22,83	17,67	17,12
9	4,125	145,97	145,37	27,27	26,16	20,36	19,62
10	3,375	165,28	164,30	31,40	29,59	22,27	22,18
11	2,625	185,24	183,94	35,19	33,10	25,06	24,82
12	1,875	206,25	204,37	37,125	36,78	28,26	27,58

13	1,125	226,10	225,74	40,69	40,63	34,07	30,47
14	0,375	250,23	248,19	45,04	44,67	34,33	33,50

Tableau 5.8 : Comparaison des résultats des contraintes verticales, contraintes horizontales et la traction maximale pour un mur de soutènement en terre armée.

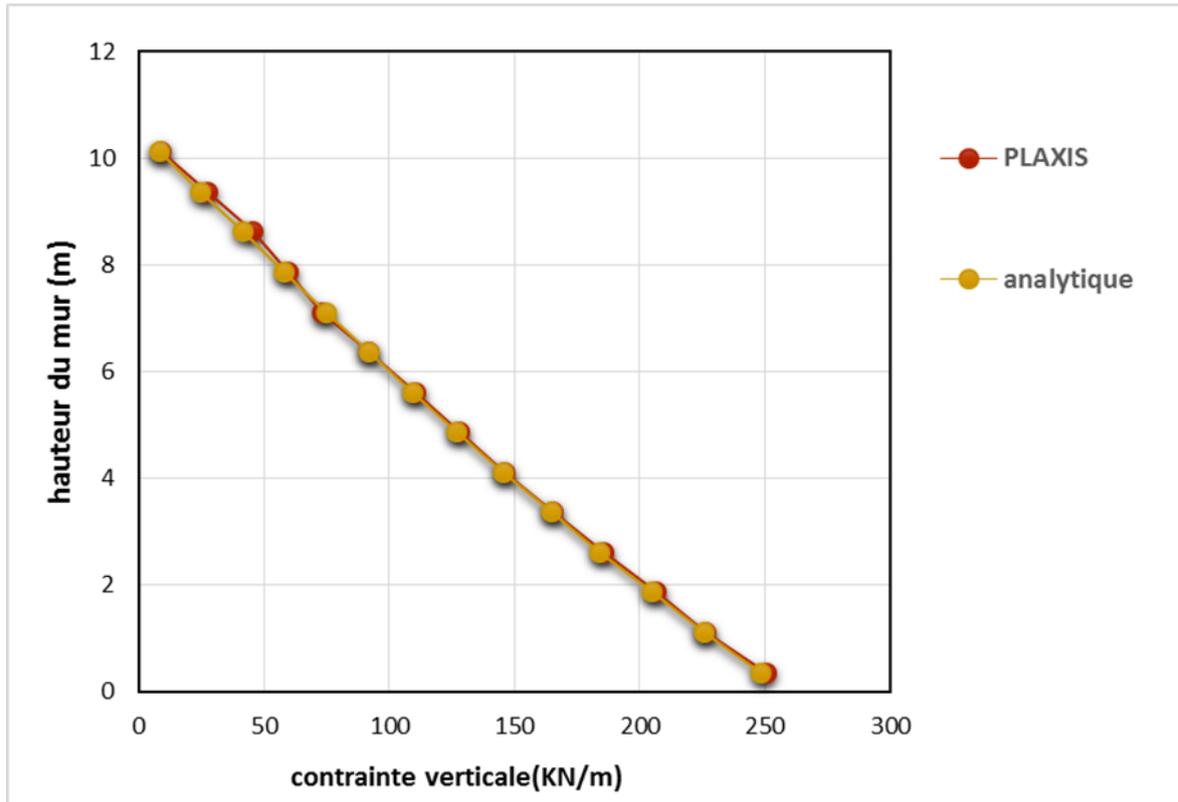


Figure 5.29 : Les contraintes verticales en fonction de la hauteur.

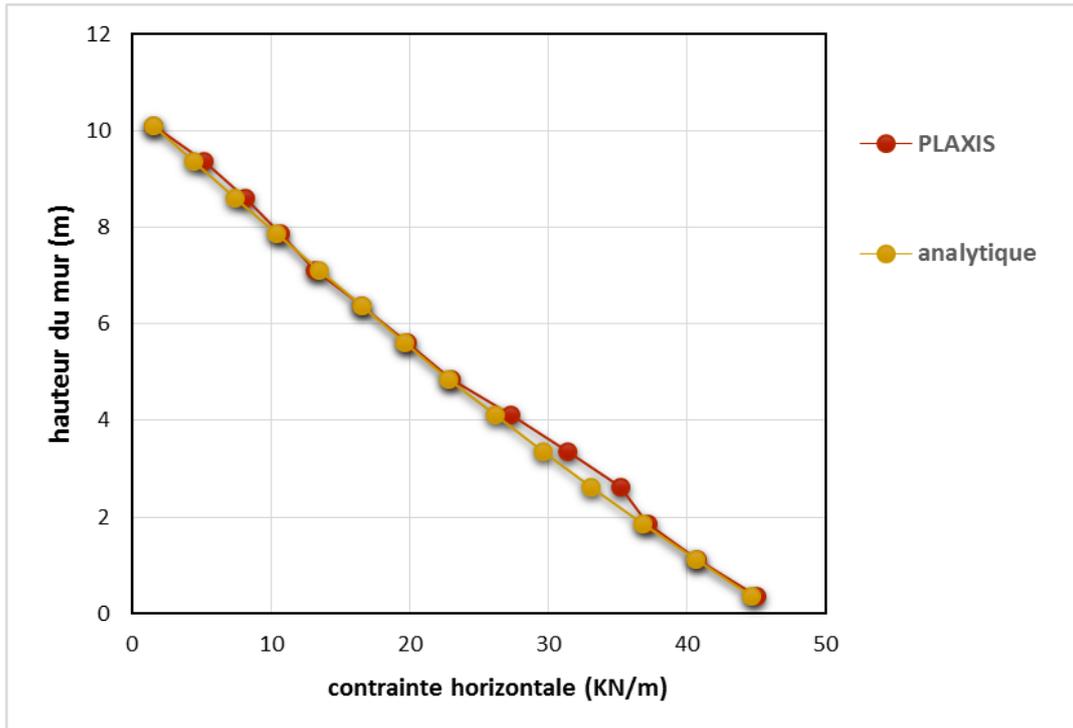


Figure 5.30 : Les contraintes horizontales en fonction de la hauteur.

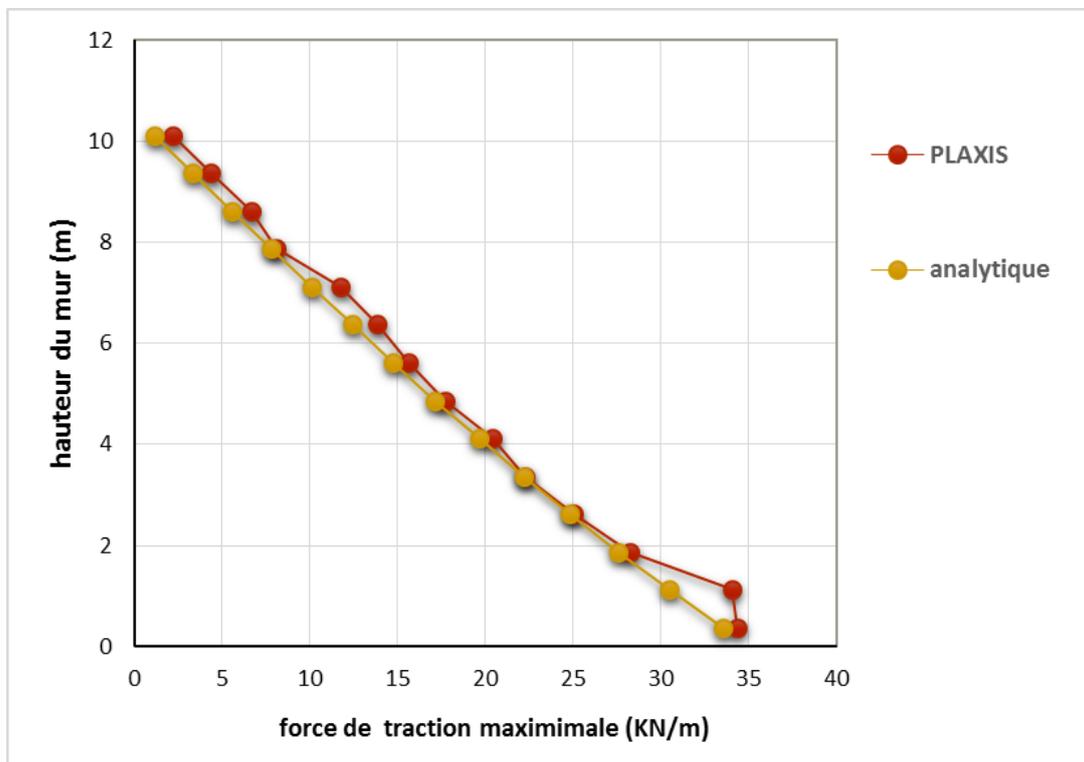


Figure 5.31 : La traction maximale Tmax dans chaque lit d'armature en fonction de la hauteur.

4.2. les résultats de la stabilité externe :

Dans cette étude comparative, les facteurs de sécurité se diffèrent :

- ✓ La valeur de la force de poussé calculé par Plaxis si la même valeur que le calcule analytique.
- ✓ Le FS poinçonnement doit dépasser le 1.5 et dans cette étude est égale 5,24.
- ✓ Dans l'étude analytique le FS glissement doit dépasser le 1.5 et dans cette étude est égale 4,47,
- ✓ Le FS renversement doit dépasser le 1.5 et dans cette étude est égale 9,79.
- ✓ Dans l'étude numérique les phénomènes sont couplés alors on a un seul facteur de sécurité qui doit dépasser le 1,5 et dans cette étude est égale 1.63.

D'après les figures (5.29), (5.30) et (5.31) on constate qu'il y a une certaine concordance entre les résultats de l'étude analytique et l'étude numérique et la stabilité de du mur étudié est suffisante.

5. Conclusion :

Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire des conclusions intéressantes concernant le comportement des structures en terre armée renforcés par des armatures métalliques. En effet la mise en place des nappes d'armatures métalliques dans les sols granulaire joue un rôle considérable dans la stabilité de ce type d'ouvrage.

L'étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent la stabilité du mur ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les résultats ont également montré que le coefficient de sécurité augmente et le déplacement diminue lorsqu'on augmente la longueur et la rugosité de l'interface des armatures.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'ensemble des études effectuées jusqu'à présent sur les massifs de sols renforcés par additifs de renforcement, et plus précisément le cas de la terre armée, a montré que le domaine de recherche est vaste et qu'il reste beaucoup à faire, trois types d'activités participent au progrès de la terre armée, ce sont les essais expérimentales, la modélisation et les mesures.

Les études expérimentales des ouvrages en terre armée présentent l'inconvénient du coût, du temps et de réalisation. Les études numériques basées sur méthodes d'éléments finis permettent plus facilement que les modèles expérimentaux, d'étudier l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Cette étude numérique présentée dans ce mémoire permet de tirer les conclusions suivantes :

- Un mur en terre armée renforcé par des bandes métalliques à haute adhérence est plus performant que des murs renforcés par des armatures métalliques lisses ou géogrilles.
- L'angle de frottement est un paramètre essentiel quand doit tenu compte dans le choix du type de remblai car il a un effet important sur la stabilité des ouvrages en terre armée.
- L'augmentation de la longueur des armatures permet de diminuer les déplacements et d'augmenter le coefficient de sécurité.
- L'augmentation de l'interface des armatures a un rôle important dans la stabilité des murs en terre armée et engendre une diminution des déplacements et une augmentation du coefficient de sécurité.
- L'approche de la nappe phréatique de la base du mur en terre armée a un effet négatif sur la stabilité de l'ouvrage et conduit à une diminution du coefficient de sécurité.
- Une comparaison entre l'étude numérique et l'étude analytique du mur en terre armée renforcé par des armatures métallique à haute adhérence montre une concordance des résultats ce qui justifié la validité du modèle étudié.
- Le parement en écailles de béton n'a qu'un effet local et ne joue aucun rôle dans la stabilité des murs en terre armée.
- Lors de calcul d'un ouvrage en terre armée, le code de calcul PLAXIS par modélisation numérique ne néglige pas les phases de construction du mur et on doit les prendre en compte phase par phase jusqu'à la fin de la construction.

*Références
bibliographiques*

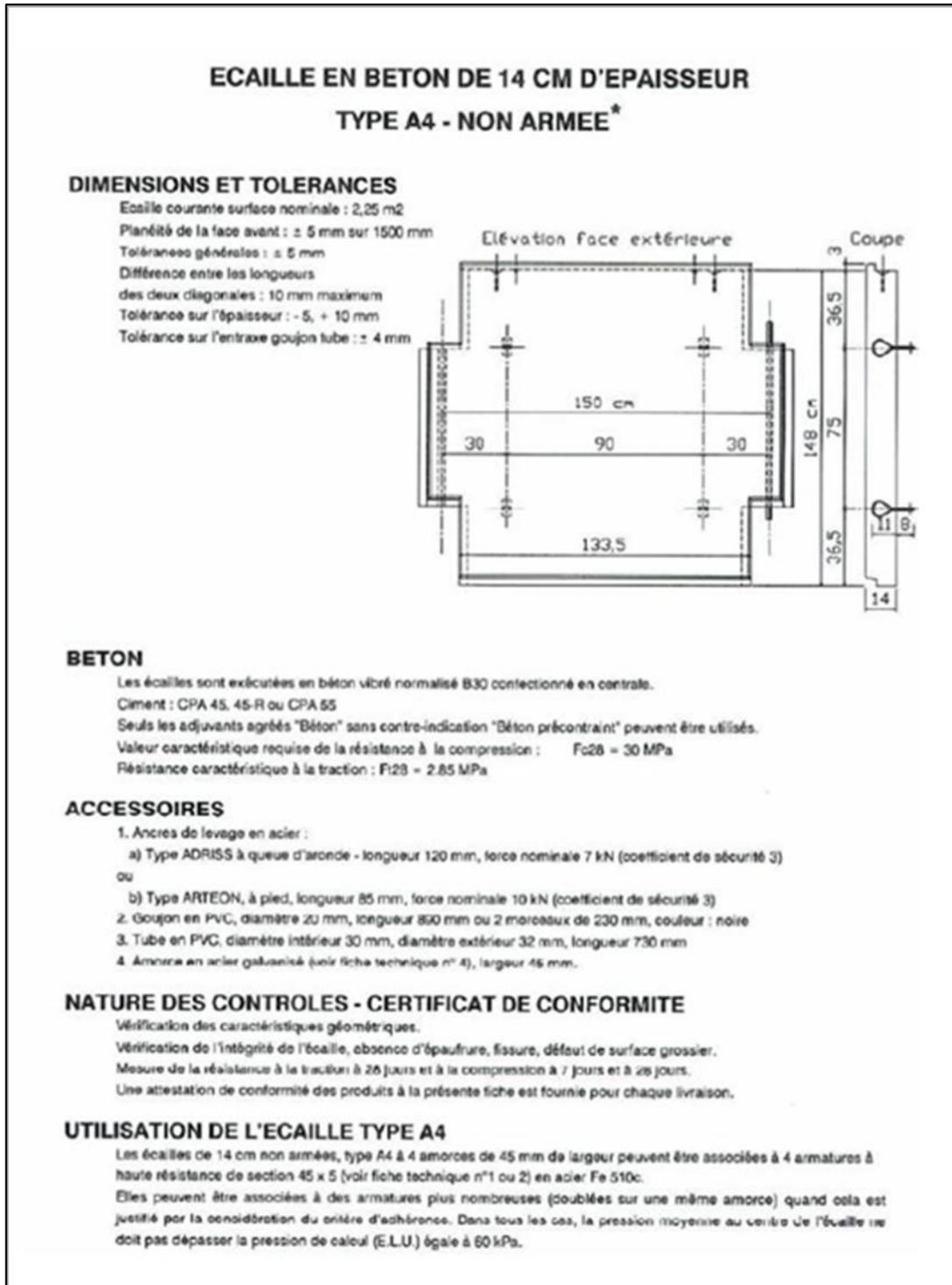
Références bibliographiques

- [1]: **AASHTO** (American Association of State Highway and Transportation Officials), 2007, Load and resistance factor design, design Specifications, 4th Ed.
- [2] : **Abdelouhab. A, 2010**, « Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles », Thèse de doctorat, INSA Lyon.
- [3] : **Annane**, “Mur de soutènement en zone sismique,” Magister, Département de génie civil, Université Hadj Lakhdar, Batna, 22/12/2013.
- [4] : **BIETH Emmanuel, M. 2009-2010**, « Cours de Mécanique des sols appliquée » [24]
- [5] : **CFMS Journée, 25 mars 2009**, « Henri Vidal l'inventeur » .
- [6] : **Djabri, M., 2017**, Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé. Mémoire de Doctorat. Université De Biskra.
- [7] : **Djabri. M, 2013**, « étude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont », Mémoire de magistère, Université Mohamed Khider – Biskra.
- [8] : **Dr. GHERIS .A**, « Les murs de soutènements ».
- [9] : **Farik. A, 2013**, « analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé », Mémoire de magistère, Université Mohamed Khider – Biskra
- [10] : **GARECHE Ibtissem et BENTIBA Raouia, 2016**, « Etude expérimentale du comportement des éléments de la terre armée sous chargements cycliques » mémoire de master, université de Tébessa.
- [11] : **Groupe Freyssinet, 2002**, TERRE ARMEE.
- [12] : **GTR 2000**, Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR) - Guide technique. Référence LCPC : D92333 (Fascicule 1 : D9233-1 Fascicule 2 : D9233-2, Référence SETRA : D92333 (Fascicule 1 : D9233-1 Fascicule 2 : D9233-2).
- [13] : **Houda, H., 2010**, « étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilisé et renforcé avec fibres ».
- [14]: **Ioannis E. Zevgolis, 2018**, « A Finite Element Investigation on Displacements of Reinforced Soil Walls Under the Effect of Typical Traffic Loads » .
- [15] : **Ivan Chéret, 2015**, « Henri Vidal, Inventeur et créateur de la Terre Armée ».

- [16] : **Khalifa, B., 2012**, « étude numérique sur l'effet de l'espacement des geogrilles sur les mécanismes de rupture des murs en sol renforcé », Mémoire de magistère, Université Hadj lakhdar –Batna
- [17]: **Kramer.S.L. Geotechnical Earthquake Engineering.Prentice-Hall, New Jersey.1996** [1]
- [18] : **LCPC** « Laboratoire Central des Ponts et Chaussés, **SETRA** Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes, 1991. Les ouvrages en terre armée, recommandation et règles de l'art' » .
- [19] : **Malorie J, 2006**, « conception et calcul des murs de soutènement en terre armée ».
- [20] : **Moussaoui.A, Touhara.A, 2016** « Modélisation des murs de soutènement mécaniquement stabilisés » Mémoire de Master, Université, de Guelma.
- [21] : **Mustapha Tekkouk, Riad Benzaid**, « La terre armée une solution d'amélioration des fondations pour remblais sur terrain meuble », Université de Jijel.
- [22] : **NF P94-270 (juillet 2009)** « Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué (Indice de classement : P94-270) ».
- [23] : **Nguyen thanh long, F.Schlosser, G. Legeay, 1973**, « étude des murs en terre armée sur modèles réduits bidimensionnel », Laboratoire central.
- [24] : **Référence internet TBA** « les murs de soutènement » .
- [25] : **SEMACHE .S, 2019**, « Modélisation Numérique des Massifs de Soutènements en Sol Renforcée par Géosynthétique », Mémoire de Master, Université LARBI BEN M'HIDI d'Oum El Bouaghi.
- [26] : **T.-L. Chau, A. Corfdir, E. Bourgeois, 25 mars 2009**, « Effet de la corrosion des armatures sur le comportement des murs en remblai renforcé par des éléments métalliques »
- [27] : **Thomas Telford dLtd, 1982**, « Reinforced Earth », London.
- [28] : **Vidal, H and Schlosser F.**, (1969) "La terre armée" Bultin de liaison du Laboratoire Central des Ponts et chaussees, Paris.
- [29] : **www.ltp-geniecivil-gabions.fr, (consulté le 02/3/2021)**.
- [30] : **www.maconnerie.bilp.fr, (consulté le 01/3/2021)**.
- [31] : **Zeggai .H, 2019**, « conception et calcul d'un ouvrage de soutènement en terre armée » mémoire de fin d'étude de master, université de Mostaganem,

Annexes

Annexe 1 : Caractéristiques des différents types d'écailles couramment utilisées aujourd'hui.



ECAILLE EN BETON DE 14 CM D'ÉPAISSEUR TYPE C4 - ARMÉE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Ecaille courante surface nominale : 2,25 m²

Planéité de la face avant : ± 5 mm sur 1500 mm

Tolérance sur l'épaisseur : - 5/+ 10 mm

Différence entre les longueurs des deux diagonales : 10 mm maximum

Tolérances générales : ± 5 mm

Tolérance sur l'entraxe goujon tube : ± 4 mm

BETON

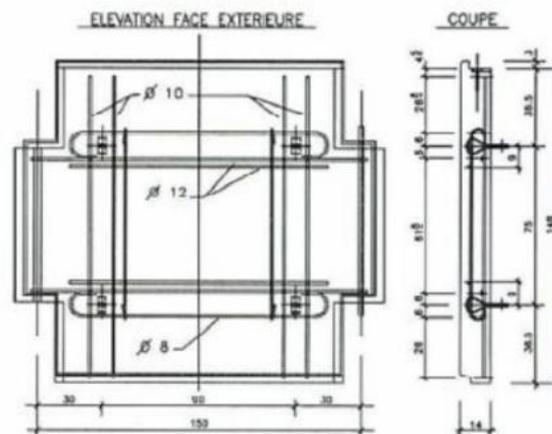
Les écailles sont exécutées en béton vibré normalisé R30 confectionné en centrale.

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 C4

Les écailles de 14 cm armées, type C4 à 4 amorces de 45 mm de largeur peuvent être associées à 4 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 100 kPa.

ECALE EN BETON DE 14 CM D'ÉPAISSEUR TYPE C6 - ARMÉE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Écaille 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

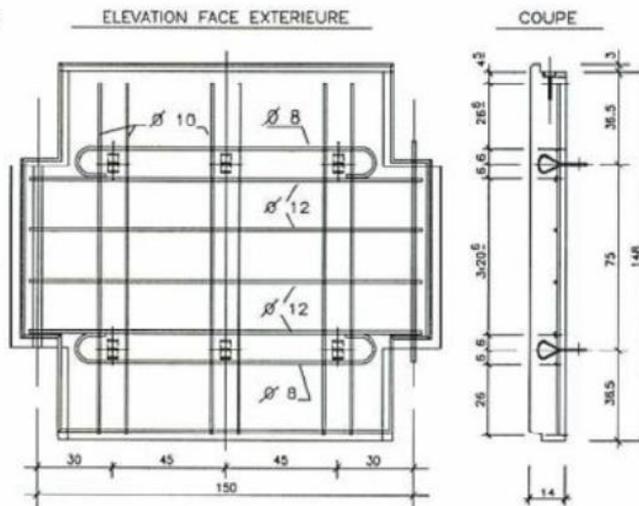
Les écaïlles sont exécutées en béton vibré confectionné en centrale.

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-contraînt" 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'écaïlle, 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'ECALE TYPE C6

Les écaïlles 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'écaïlle ne doit pas dépasser la pression de calcul (E.L.U.) égale à 130 kPa.

Annexe 2 :

Variation des coefficients de la capacité portante N_c , N_q et N_γ :

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	25.9
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Note:
 N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reisner, 1924), and N_γ (Vesic, 1975).
 N_q is embedment term, which is typically not used in MSE wall design.

Annexe 3 : Code PLAXIS

1. Introduction :

Le code PLAXIS bidimensionnel de géotechnique a été développé en premier lieu à L'Université Technique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous (Argileux). Au cours des années, PLAXIS a été étendu à la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique, une société nommée PLAXIS b.v. a été créée en 1993. En 1998, la première version de PLAXIS a été publiée pour Windows, elle peut résoudre des différents problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations. Dans le même temps, un calcul noyau pour la version 3D était en cours d'élaboration. Après plusieurs années de développement, le programme PLAXIS 3D Tunnel a été publié en 2001.

2. Définition :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élastoviscoplastiques.

L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

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

1.1. Input :

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec PLAXIS l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données (Input)

Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré. Les utilisateurs peuvent aussi retoucher le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial.

2.2 Calculation :

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (**Calculation**).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic Calculation), une analyse de consolidation (Consolidation Analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-C Reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic Calculation).

2.3. Output :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

2.4. Curves

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charge-temps-déplacements, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions

au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol.

Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire et dépendant du temps et anisotropique.

3. Le modèle de comportement intègre dans Plaxis :

3.1. Modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres : le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance Ψ .

➤ Le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture figure 1.

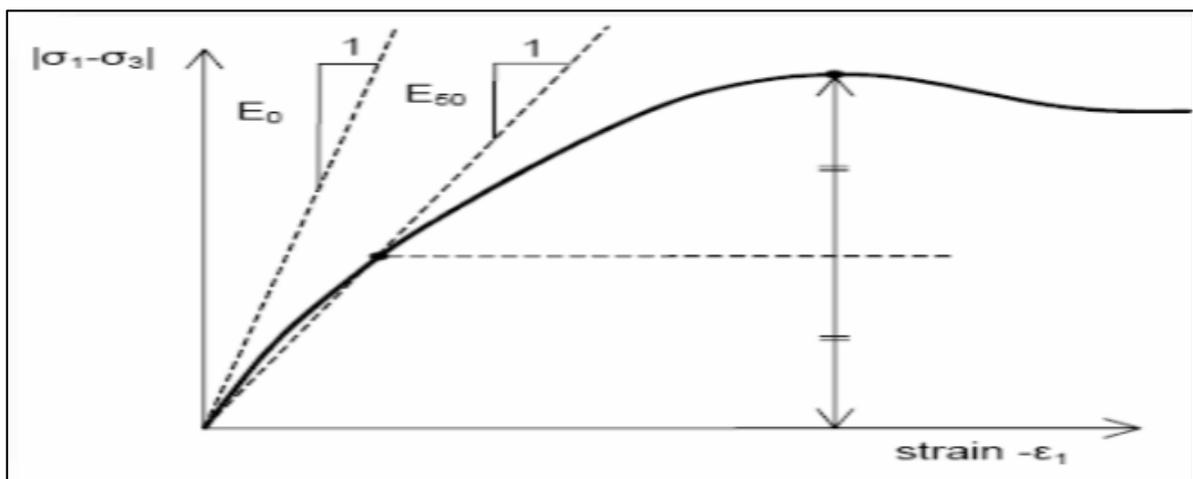


Figure.1 : Définition du modèle à 50% de la rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

Dans les boites de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

➤ **Le coefficient de poisson :**

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressible, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

➤ **L'angle de frottement :**

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

➤ **La cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numérique. Pour les analyses en non drainé avec ϕ_u , Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

Cette option est réalisée avec le paramètre C-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (Typiquement en KPa/m).

➤ **L'angle de dilatance :**

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

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

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

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