

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN TIARET
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉE
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MASTER EN GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

THÈME

Conception et calcul d'un ouvrage de soutènement en terre armée .

PRÉSENTE Par MOKHTARIA KERADA & HAYEM REBAH
Soutenu le 25/06/2024 devant le jury composé de :

M.	R. BENFERHAT	MCA	Président
M.	M. KHILOUN	MCB	Encadreur
M.	Y. TLIDJI	MCA	Encadreur
M.	K.DRAICHE	Prof	Examineur
Mme.	KH.OUAZIR	MCB	Examineur
Mme.	N. ZOUATNIA	MCB	Examineur

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2023-2024

DÉDICACE

Si le début du chemin est la douleur, alors sa fin est la réalisation d'un rêve, et si la première libération est une larme, alors sa fin est un sourire, et tout début a un début à partir de la fin, et voici les années qui ont passé et le rêve est devenu réalité, alors louange à Dieu avant que tu sois

satisfait et louange à toi si tu es satisfait, et louange à toi après que tu sois satisfait, parce que tu m'as permis d'achever ceci travail après. Je dédie ce travail

À celui dont je porte le nom avec fierté, à celui qui a récolté les épines sur mon chemin pour m'ouvrir le chemin de la connaissance.

"Mon père"

Après la grâce de Dieu, où je suis aujourd'hui, cela remonte à mon père, l'homme qui n'a pas réalisé ne serait-ce qu'une fraction de ce que je suis aujourd'hui, et l'homme qui s'est efforcé tout au long de sa vie d'être meilleur que lui. À la main invisible, mon amie :

" Ma chère mère "

" On dit que derrière chaque grand homme se cache une femme, et je dis que derrière chaque femme qui réussit se trouve une grande mère qui est restée debout et a travaillé dur tout au long de mes démarches et de mes succès et enduré toute la douleur des moments.

*Ce que j'ai vécu et mon soutien est double, que Dieu vous garde en sécurité pour nous." À tous ceux qui m'ont aidé dans la rédaction de mon mémoire, à tous ceux qui ont partagé avec moi les moments de sa rédaction et de sa préparation, à tous ceux auxquels nos cœurs étaient attachés avant notre esprit, à tous ceux qui nous ont présenté une idée et ont contribué avec nous. Avec une lettre
Que Dieu vous récompense avec du bien.*

KERADA MOKHTARIA

DÉDICACE

*Chaque début a une fin, et la beauté de chaque fin est le succès
Atteindre l'objectif. Avec toute la ferveur de mes sentiments je dédie le fruit de cette
Un acte humble en guise de geste de gratitude : À Dieu Tout-Puissant qui m'a inspiré et
guidé vers le bon chemin, je vous dois ce que je suis.*

*Cela devient un éloge et un remerciement pour ton rêve et ta miséricorde
À la lumière de ma vie, source de mes efforts, à mes chers parents pour leur confiance,
Leurs encouragements et leurs sacrifices tout au long de ma vie et j'espère que ce travail
portera ses fruits de leurs efforts. Que Dieu Tout Puissant vous protège.*

*" On dit que derrière chaque grand homme se cache une femme, et je dis que derrière
chaque femme qui réussit se trouve une grande mère qui est restée debout et a travaillé dur
tout au long de mes démarches et de mes succès et enduré toute la douleur des moments.*

Ce que j'ai vécu et mon soutien est double, que Dieu vous garde en sécurité pour nous."

A mes chers frères qui ne cessent de me conseiller,

*Pour me soutenir et m'encourager à rester fort, à réussir mes études et à réaliser mes
rêves. À mes amis : La vie nous réserve souvent des moments difficiles, mais nous sommes
de notre côté Personne spéciale.*

REBEH HAYEM

REMERCIEMENTS

Au nom de Dieu, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Louange à Dieu, Seigneur de l'Univers, et que la paix et les bénédictions soient sur le plus noble des messagers, notre maître Mohammed, ainsi que sur sa famille et tous ses compagnons.

Je souhaite remercier Dieu Tout-Puissant, Créateur de l'univers, pour Sa grâce et Sa générosité, pour m'avoir accordé la santé, la force et la voie de la connaissance.

Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements et ma profonde gratitude à tous mes honorables professeurs, qui ont déployé tous leurs efforts pour nous transmettre savoir et connaissances, nous orienter sur le bon chemin, et ont assumé la responsabilité de notre éducation avec une patience infinie.

Je remercie profondément mon directeur de recherche, feu MOKHTAR KHILOUN, que Dieu ait son âme et l'accueille en Son vaste paradis. Nous n'avons pas eu la chance de compléter ce chemin avec lui dès le début. Je n'oublie pas non plus celui qui a été notre soutien dans les moments les plus sombres, mon cher professeur YOUCEF TLIDJI. Il a été notre ange gardien, et pour cela, je te remercie infiniment. Nous n'oublierons jamais ta gentillesse, tes conseils précieux et tout le temps que tu nous as consacré. Cher professeur, ton esprit joyeux, la pureté de ton cœur et tes dons généreux sont le reflet de ton talent. À toi, je dédie toutes les expressions de louange.

Je remercie également les membres du jury, Monsieur RABIA BENFERHAT et Monsieur KADA DRAICHE, et Madame NASFISSA ZOUATNIA pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger notre travail. Nous n'oublierons pas, bien sûr, notre chère et respectée professeure, KHATIMA OUAZIR, qui nous a tant appris au cours de nos années d'études. Je tiens à exprimer une gratitude particulière à un professeur cher à mon cœur, en qui je vois une figure paternelle, le professeur BEKKI HADJI. À vous, toute notre considération et nos remerciements pour tout.

Je veux également exprimer ma gratitude à ceux qui ont œuvré dans l'ombre et qui ne m'ont jamais rien refusé. Je n'oublierai jamais cela tant que je vivrai, en particulier mes amis. À vous, j'adresse mes plus sincères remerciements et ma profonde reconnaissance.

RÉSUMÉ

La stabilité interne d'un ouvrage en terre armée repose principalement sur les propriétés des matériaux utilisés. La sélection de ces matériaux requiert des études expérimentales et théoriques approfondies. Pour cette recherche, une méthode analytique a été employée pour analyser la stabilité d'un mur en terre armée et évaluer l'impact des diverses caractéristiques des matériaux de terre armée. Des études paramétriques ont été réalisées en variant certains paramètres clés afin d'examiner leur effet sur le comportement des murs en terre armée. Les résultats montrent que les armatures métalliques nervurées à haute adhérence offrent de meilleures performances comparées aux armatures lisses. Des renforts plus longs contribuent à une meilleure répartition des contraintes et réduisent le risque de glissements. En revanche, des espacements verticaux trop importants peuvent créer des points faibles. Un sol avec une cohésion élevée fournit une meilleure résistance au glissement et à l'effondrement. Un angle de frottement plus élevé indique également un sol plus résistant au glissement.

Mots clés : Soutènement, Terre armée, Calcul analytique, Stabilité, études paramétriques

ABSTRACT

The internal stability of a reinforced earth structure mainly depends on the properties of the materials used. Selecting these materials requires thorough experimental and theoretical studies. For this research, an analytical method was employed to analyze the stability of a reinforced earth wall and evaluate the impact of various characteristics of the reinforced earth materials. Parametric studies were conducted by varying certain key parameters to examine their effect on the behavior of reinforced earth walls. The results indicate that ribbed metal reinforcements with high adhesion offer better performance compared to smooth reinforcements. Longer reinforcements contribute to better stress distribution and reduce the risk of sliding. Conversely, excessively large vertical spacings can create weak points. Soil with high cohesion provides better resistance to sliding and collapse. A higher friction angle also indicates a soil that is more resistant to sliding.

Keywords: Retaining wall, Reinforced earth, Analytical calculation, Stability, Parametric studies

ملخص

يعتمد الاستقرار الداخلي للهيكل الأرضي المدعم بشكل رئيسي على خصائص المواد المستخدمة. يتطلب اختيار هذه المواد دراسات تجريبية ونظرية دقيقة. في هذه الدراسة، تم استخدام طريقة تحليلية لتحليل استقرار جدار أرضي مدعم وتقييم تأثير خصائص المواد المدعمة المختلفة. أُجريت دراسات بارامترية من خلال تغيير بعض المعايير الرئيسية لفحص تأثيرها على سلوك الجدران الأرضية المدعمة. تشير النتائج إلى أن التعزيزات المعدنية المضلعة ذات الالتصاق العالي توفر أداءً أفضل مقارنةً بالتعزيزات الناعمة. تساهم التعزيزات الأطول في توزيع أفضل للإجهاد وتقليل خطر الانزلاق. على العكس من ذلك، يمكن أن تخلق التباعدات العمودية الكبيرة بشكل مضطرب نقاط ضعف. توفر التربة ذات التماسك العالي مقاومة أفضل للانزلاق والانهيال. كما يشير زاوية الاحتكاك العالية إلى تربة أكثر مقاومة للانزلاق.

الكلمات المفتاحية : حائط ساند، تربة مسلحة، حساب تحليلي، استقرار، دراسة بارامترية

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	i
DÉDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT	v
ملخص	vi
TABLE DES MATIÈRES	vii
LISTE DES TABLEAUX	xi
LISTE DES FIGURES	xii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xv
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNE- MENT	3
1.1 Introduction	3
1.2 Historique	3
1.3 Définition des ouvrages de soutènement	3
1.4 Fonctions des ouvrages soutènement	5
1.5 Classification des ouvrages de soutènement	6
1.5.1 Classification selon l'Eurocode 7 (2005)	6
1.5.2 Classification selon les manières de reprises des efforts	8
1.5.3 Classification selon la rigidité du système	9
1.6 Différents technique de soutènement	10
1.7 Origine des défauts et désordres	13
1.7.1 Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage	13
1.7.2 Mauvaise exécution	14
1.7.3 Exploitation, environnement et autres agressions physico-chimiques	15

1.7.4	Défaut d'entretien	15
1.8	Principe types de réparation	16
1.9	Les avantages et les inconvénients des ouvrages soutènements	18
1.9.1	Les avantages :	18
1.9.2	Les inconvénients	18
1.10	Conclusion	19
CHAPITRE 2 REVUE GÉNÉRALE SUR LA TERRE ARMÉE		20
2.1	Introduction	20
2.2	Historique et développement	20
2.3	Définition de la Terre Armée	21
2.4	Éléments d'un ouvrage en terre armée	22
2.4.1	Les parements	23
2.4.2	Le remblai	25
2.4.3	Les armatures	28
2.4.4	Panneaux ou écailles de la façade du mur	31
2.4.5	Plots d'appuis	32
2.4.6	Filtre en géotextile	32
2.4.7	Semelle de réglage	32
2.4.8	Connexion panneau/armature	32
2.5	Mise en œuvre d'un mur de soutènement en terre armée	33
2.5.1	Stockage des éléments	34
2.5.2	Montage des panneaux de parement	34
2.5.3	Préparation du sol d'assise et mise en place des armatures	35
2.5.4	Mise en place et compactage de la première couche de remblai	36
2.5.5	Fixation des écailles	36
2.5.6	Phase final :	37
2.6	Défauts et désordres courants dans les murs en terre renforcée	38
2.6.1	Corrosion des armatures	38
2.6.2	Érosion et dégradation du sol	38
2.6.3	Problèmes de drainage	38
2.6.4	Tassement et mouvement différentiel	39
2.6.5	Erreurs de conception et de construction :	39
2.7	Les avantages, les inconvénients et modes de réparation des murs de soutènement en terre armée	39
2.7.1	Les avantages	39

2.7.2	Les inconvénients	40
2.7.3	Modes de réparation des murs en terre armée	40
2.8	Domaine d'application de mur en terre armée	40
2.8.1	Ouvrages ferroviaires	40
2.8.2	Ouvrages routiers	41
2.8.3	Ouvrages industriels et protection	42
2.8.4	Ouvrages fluvial ou maritime	42
2.9	Conclusion	43
CHAPITRE 3	Synthèse sur les méthodes de dimensionnement des ouvrages en terre armée	44
3.1	Introduction	44
3.2	Principe de la terre armée	44
3.3	Frottement sol – armature	46
3.4	Facteur influant sur la performance et le comportement de la terre armée	47
3.4.1	Le sol	47
3.4.2	Etat du sol	48
3.4.3	Armatures	49
3.4.4	Distribution des armatures	52
3.4.5	Construction	52
3.5	Dispositions constructives générales (pré-dimensionnement)	53
3.5.1	Selon la norme NF P 94-220	53
3.6	Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée :	55
3.6.1	Ruptures dues à la Stabilité interne	55
3.6.2	Ruptures dues à la Stabilité externe	55
3.6.3	Analyse da la stabilité interne	57
3.6.4	Analyse de la stabilité externe	61
3.7	Conclusion	70
CHAPITRE 4	CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE	71
4.1	Introduction	71
4.2	Description du cas de référence	71
4.3	Calcul analytique	71
4.3.1	Calcul des contraintes	72
4.3.2	Vérification de la stabilité interne	75
4.3.3	Vérification de la stabilité externe	79

4.4	1 ^{er} Cas : Effet de la longueur des armatures	81
4.4.1	Calcul des contraintes	81
4.4.2	Vérification de la stabilité interne	84
4.4.3	Vérification de la stabilité externe	87
4.5	2 ^{ème} Cas : Effet d'espacement vertical des armatures (S_v)	89
4.5.1	Calcul des contraintes	90
4.5.2	Vérification de la stabilité interne	92
4.5.3	Vérification de la stabilité externe	95
4.6	3 ^{ème} Cas : Effet du coefficient de cohésion	97
4.6.1	Calcul des contraintes	97
4.7	4 ^{ème} Cas : Effet d'angle de frottement	100
4.8	Conclusion	101
	CONCLUSION	103
	RÉFÉRENCES	104

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Différents technique de soutènement	10
3.1	Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017)	53
3.2	Rapport D_m/q_{ref} en fonction de la pente β_p du terrain à l'aval.	54
3.3	Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m	54
4.1	Données du mur soutènement	72
4.2	Contraintes en fonction de la profondeur z	74
4.3	Effort de traction maximal T_{max} et l'effort au parement T_p dans chaque lit d'armatures	77
4.4	Tableau qui regroupe tous les résultats en fonction de la profondeur Z	83
4.5	Tableau qui ressemble tout les résultats concernant l'effort de traction maximal ainsi que les efforts au parement dans chaque lit d'armatures	85
4.6	Un tableau contenant les résultats de l'effet de différentes longueurs d'armature sur la stabilité du mur de soutènement renforcé	89
4.7	Tableau qui regroupe tous les résultats en fonction de la profondeur Z :	91
4.8	Tableau qui ressemble tout les résultats concernant l'effort de traction maximal ainsi que les efforts au parement dans chaque lit d'armatures	93
4.9	Un tableau contenant les résultats de l'effet de différentes espacement vertical d'armature sur la stabilité du mur de soutènement renforcé	97
4.10	Un tableau contenant les résultats de l'effet de différents coefficients de cohésion sur la stabilité du mur de soutènement renforcé	99
4.11	Un tableau contenant les résultats de l'effet de différents angle de frottement sur la stabilité du mur de soutènement renforcé	101

LISTE DES FIGURES

1.1	Les ouvrages de soutènement	4
1.2	Ouvrage en déblai.	5
1.3	Ouvrage en remblai.	5
1.4	Schéma d'ouvrage de soutènement.	5
1.5	Ouvrage de soutènement en gabion.	7
1.6	Application aux écrans de soutènement.	7
1.7	Différents types des murs poids.	8
1.8	Ecrans de soutènement.	8
1.9	Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente [12].	9
1.10	Pathologie des pieux due à l'attaque sulfatique	14
1.11	Fissure sur les différents types d'ouvrages	15
1.12	La ségrégation dans un élément de béton armé	16
1.13	Projection par voie mouillée.	16
1.14	Principe et installation de drains.	17
1.15	Ancrage, stabilisation et drainage de mur de soutènement et de toute sorte.	18
2.1	Effondrement et glissement des grains de sable lors de la marche.	20
2.2	Stabilité d'un tas de sable avec des aiguilles de pin lors de la marche.	20
2.3	Mur en Terre armée.	22
2.4	Éléments d'un mur en Terre Armée	22
2.5	Schéma d'un élément de parement métallique.	23
2.6	Profil d'un élément métallique	23
2.7	Caractéristique du parement en écailles de béton.	24
2.8	Différents types parement en écailles de béton.	25
2.9	Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée.	26
2.10	Critères granulométriques pour le choix d'un matériau de remblai (LCPC).	27
2.11	Critères chimiques et électrochimiques du matériau de remblai	28
2.12	Armature à haute- adhérence.	29
2.13	Armatures à échelles en acier à haute adhérence.	29
2.14	Mur de soutènement renforcé par géosynthétique.	30
2.15	Les géotextiles	31

2.16	Exemple sur Le renforcement par Les géogrilles bi-axiales	31
2.17	Panneaux ou écailles de la façade du mur.	32
2.18	Systèmes de connexion GéoMéga	33
2.19	Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée	33
2.20	Installation et Stabilisation de la Première Rangée d'Écailles	34
2.21	Procédure d'Installation et de Stabilisation des Rangées Supérieures d'Écailles	35
2.22	Photo de la pose d'un lit d'armature	35
2.23	Compactage.	36
2.24	Remblayage	36
2.25	contrefort coté amont	37
2.26	Schéma illustratif de la forme du mur de soutènement en terre armée de l'intérieur.	37
2.27	L'aspect final réalisation des travaux et modifications.	37
2.28	Corrosion des renforcements métalliques	38
2.29	Ouvrages ferroviaires.	41
2.30	Ouvrages routiers	41
2.31	Ouvrages industriels et protection	42
2.32	Ouvrages hydrauliques.	43
3.1	Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement exercée par le sol sur l'armature	44
3.2	Coefficient K_0 de pression latérale des terres au repos.	45
3.3	Coefficient de poussée K_a	46
3.4	Relation contrainte-déformation d'un sol granuleux [3]	48
3.5	Résultats force-déplacement des essais de cisaillement sur un sable dense avec et sans renforcement [11].	49
3.6	Résultats force-déplacement des essais de cisaillement sur un sable dense avec et sans renforcement [11].	50
3.7	Influence de l'état de surface sur le coefficient de frottement apparent [20].	51
3.8	Influence de glissement sur le mur.	55
3.9	Influence de renversement sur le mur.	56
3.10	Influence de poinçonnement sur le mur.	56
3.11	Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée [18].	57
3.12	Fonctionnement interne d'un mur en terre armée [13].	58

3.13	Variation de K en fonction de l'extensibilité du renforcement. [6]. . .	59
3.14	Équilibre du coin coulomb.	63
3.15	Hypothèses de Coulomb.	63
3.16	Equilibre de Rankine	66
3.17	Poussée à l'arrière d'un mur (Massifs de forme "trapézoïdale")	68
4.1	Mur de soutènement vertical en Terre Armée,	71

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

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	Cohésion des sols
FS	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	espacement vertical entre les lits de renforcement
S_h	espacement 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
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

INTRODUCTION

Les ouvrages de soutènement sont largement utilisés dans de nombreux domaines de la construction, notamment dans le génie civil, maritime, militaire et des travaux publics. Elles sont considérées comme des structures importantes qui contribuent à la sécurité et à la durabilité des infrastructures. Elles sont conçues pour supporter une masse de sol d'une certaine hauteur. Qu'il ne peut supporter seul. Une structure de soutènement bien conçue assure la stabilité du massif de sol et des éventuels travaux effectués sur ce massif.

Les structures de soutènement ont une histoire de construction depuis leur création. Elles ont été réalisées en pierre sèche, puis en maçonnerie et enfin en béton étudié. Les ouvrages de soutènement se compose de formes, de tailles et de matériaux très divers. La géotechnique contemporaine a changé le cours de la modernité pour former un saut légendaire et une note dans le domaine de la construction.

Historiquement, ces ouvrages de soutènement ont été construites selon de nombreuses expériences primitives, évoluant au fil du temps après avoir trouvé des solutions aux problèmes de sol qu'elles présentaient. Un exemple frappant en est l'écran géant construit par Dhul-karnaïn comme moyen de défense contre le peuple de Gog. Et Magog (Sourate Al-Kahf, verset 95-96).

Le procédé de mur en terre armée, d'origine française, est apparu au monde extérieur en 1963, grâce à l'ingénieur Henri Vidal, architecte et ingénieur des ponts et des routes, qui a su obtenir, en associant la terre à des barres d'armature galvanisées, un matériau performant. Qui fonctionne à merveille et convient à la construction de structures de soutènement, de sorte qu'elle améliore considérablement sa stabilité. Par rapport à d'autres techniques d'utilisation, la technique du sol renforcé est la plus simple à mettre en œuvre avec la disponibilité de la main d'œuvre et de l'expérience pour la réalisation, et elle a un rythme plus rapide de travail et est plus économique en général. Cela ajoute une touche esthétique aux installations.

D'où est née la notion générale de sol renforcé et la signification spécifique de terre armée... Ces renforts sont métalliques ou artificiels, ce qui est une manière assez moderne de les retenir.

La conception et le calcul d'un ouvrage de soutènement en terre armée est un processus complexe qui dépend d'une étude géotechnique approfondie, qui nécessite certains nombres de règles et des principes. Ceux-ci ont été élaborés à la suite de nombreuses analyses du comportement de la terre armée sous l'effet des diverses sollicitations statiques, dynamiques ou thermiques pouvant être soumises aux ouvrages.

L'objectif des travaux présentés dans ce mémoire est d'étudier la stabilité et l'effet de l'interaction sol-structure sur des remblais renforcés par des armatures métalliques, d'analyser les performances des renforts métalliques qui ont des rugosités, des longueurs variables, et de découvrir ce qui se passe lorsque le frottement l'angle et la cohésion sont modifiés. Le travail présenté comprend quatre chapitres :

- **Le premier chapitre :** sera consacré à une recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement.
- **Le deuxième chapitre :** : concernant une revue générale sur la terre armée.
- **Le troisième chapitre :** en synthétisant sur les méthodes de dimensionnement et justification des ouvrages en terre armée.
- **Le quatrième chapitre :** sera constaté sur les applications pratiques de calcul et de dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée.

Et nous terminons la présente étude par une conclusion générale

CHAPITRE 1 ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

1.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des structures cruciales dans le domaine de l'ingénierie civile et géotechnique. Leur principale mission est de stabiliser les sols en pente et pour assurer la stabilité et prévenir les mouvements de terrain indésirables. Ce chapitre offre une vue d'ensemble des concepts de base liés aux structures de soutènement, leurs types, fonctions et les principes fondamentaux qui régissent leur conception et construction.

1.2 Historique

Les premiers ouvrages de soutènement sont apparus par nécessité de créer des terrasses sur des terrains en pente pour l'agriculture. Dans des régions comme l'Ardèche en France, des murs bas en pierres brutes, récupérées par érosion, ont été édifiés pour combattre cette érosion et rendre les terres cultivables. Ces murs rudimentaires, construits sans mortier et avec un appareillage simple, représentaient les premières tentatives humaines pour maîtriser leur environnement.

Avec l'évolution des civilisations, la complexité et l'importance des ouvrages de soutènement ont augmenté. Dès l'Antiquité, les terrasses recevant des édifices imposants nécessitaient des murs massifs constitués de blocs de pierre soigneusement maçonnés. Les temples en gradins des Incas en Amérique du Sud illustrent bien ces structures sophistiquées, où les murs de soutènement jouaient un rôle crucial dans la stabilité et la durabilité des édifices.

Au milieu du XXe siècle, l'ingénierie des murs de soutènement a connu une révolution avec l'introduction des murs poids en béton. Ces murs, remplaçant les maçonneries traditionnelles employées par les génies militaire et civil, étaient composés d'un voile (mur mince) et d'une semelle. La largeur de cette semelle variait en fonction de divers facteurs tels que la surcharge au sommet, la densité volumique et la qualité des sols de fondation, ainsi que l'inclinaison du talus naturel du matériau retenu par le mur.

Ces dernières décennies, les techniques de construction des ouvrages de soutènement ont évolué avec l'adoption des parois préfabriquées. Ces parois préfabriquées ont largement remplacé les murs en béton coulé sur place et les murs en maçonnerie appareillée. Elles sont devenues populaires parce qu'elles sont moins coûteuses, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus respectueuses de l'environnement.

1.3 Définition des ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour retenir des terres, des rochers ou d'autres matériaux. Ils sont utilisés dans une grande variété d'applications et nécessitent une conception et un calcul

précis pour assurer leur stabilité, notamment pour soutenir des remblais, des pentes naturelles ou des exactions 1.1.



FIGURE 1.1 Les ouvrages de soutènement .

Ils sont généralement utilisés dans :

- En site montagneux pour préserver les routes et chemins contre le risque d'éboulement, au bord d'un cours d'eau ou au passage d'une vallée 1.2.
- En site urbain afin de diminuer l'emprise d'un talus naturel pour la réalisation d'une route, d'une construction ainsi que l'aménagement d'un bord de quai ou d'un ouvrage d'art 1.3.

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement des sols [8] qui se distinguent principalement par 1.4 :

- La morphologie (ouvrages massifs armés ou non, rideaux et parois ancrés ou non, ouvrage en béton armé ou non).
- Le mode d'exécution et domaine d'emploi.
- Les matériaux de fabrication.
- Le mode de fonctionnement.

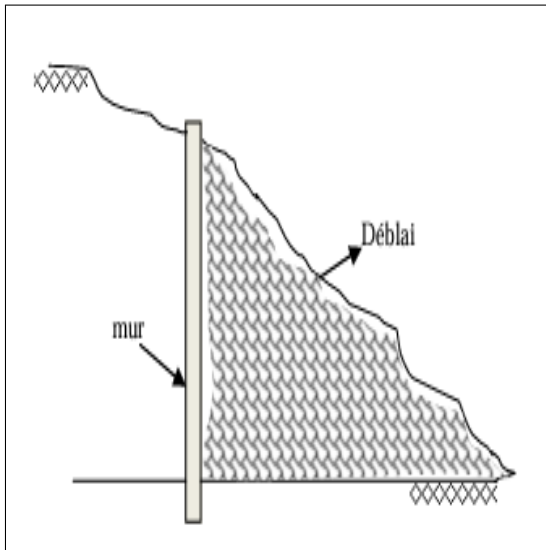


FIGURE 1.2 Ouvrage en déblai.

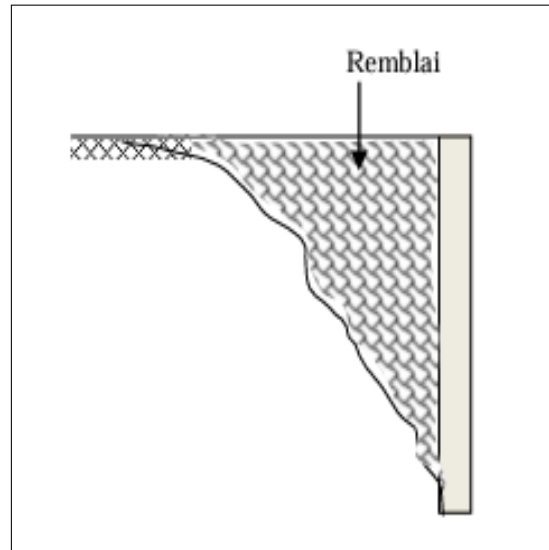


FIGURE 1.3 Ouvrage en remblai.

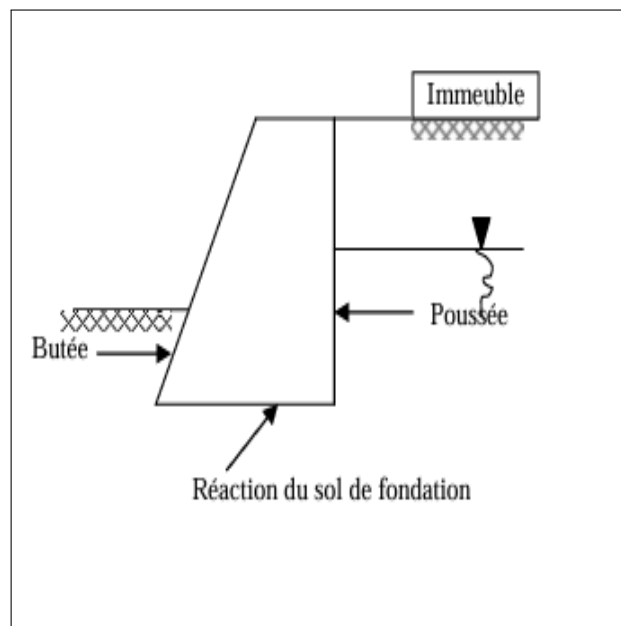


FIGURE 1.4 Schéma d'ouvrage de soutènement.

1.4 Fonctions des ouvrages soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour résister à la pression latérale du sol ou d'autres matériaux. Ils sont essentiels dans de nombreux projets d'ingénierie civile, en particulier dans les zones présentant des différences de niveau de terrain. Voici les principales fonctions des ouvrages de soutènement :

- **Retenue des sols** : La fonction principale d'un ouvrage de soutènement est de retenir le sol derrière lui, empêchant ainsi les glissements de terrain et l'érosion. Cela est crucial pour stabiliser les pentes

et créer des espaces plats dans les zones vallonnées ou montagneuses.

- **Support des structures adjacentes** : Les murs de soutènement peuvent soutenir des structures voisines, telles que des routes, des bâtiments, des ponts, ou des terrasses, en fournissant une base stable et en évitant les déplacements du sol qui pourraient endommager ces structures.
- **Protection contre les érosions** : En contrôlant la stabilité des pentes, les murs de soutènement aident à prévenir l'érosion causée par les précipitations, le vent, ou d'autres forces naturelles, ce qui est essentiel pour la conservation des sols et la protection de l'environnement.
- **Création d'espaces utilisables** : Ils permettent de transformer des terrains en pente en espaces plats et utilisables pour diverses activités humaines, comme des jardins, des parcs, des routes, ou des zones de construction.
- **Gestion des eaux de surface** : Les ouvrages de soutènement peuvent être conçus pour inclure des systèmes de drainage qui gèrent les eaux de surface et souterraines. Cela permet de réduire la pression hydrostatique derrière le mur et d'éviter les dommages causés par l'accumulation d'eau.
- **Esthétique et aménagement paysager** : En plus de leurs fonctions structurelles, les murs de soutènement peuvent être utilisés pour améliorer l'esthétique d'un paysage, en créant des niveaux et des terrasses qui ajoutent du caractère et de la fonctionnalité à un espace extérieur.

1.5 Classification des ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en plusieurs catégories selon les méthodes de dimensionnement externe. Voici les principales catégories :

1.5.1 Classification selon l'Eurocode 7 (2005)

Les murs de soutènement (NF P94-281)

Entrent dans cette catégorie les murs poids en maçonnerie, en béton armé, les murs préfabriqués cantilever ainsi que les murs-caissons, les murs en gabions 1.5, les murs cellulaires (murs en éléments caverneux préfabriqués), etc..

Les écrans de soutènement (NF P94-282)

Ces structures sont des écrans minces qui s'étendent généralement sous le niveau du fond de fouille, permettant ainsi de tirer parti de la résistance du sol ???. Leur stabilité est assurée par cette résistance et/ou par l'utilisation de câbles précontraints ou de butons . Les types les plus courants de ce type de structures sont :

- Rideaux de palplanches.
- Parois moulées.
- Parois composites comme les parois berlinoises, parisiennes, lutéciennes, etc.
- Rideaux de pieux sécants ou non jointifs (contigus).
- Voiles par passes.



FIGURE 1.5 Ouvrage de soutènement en gabion.



FIGURE 1.6 Application aux écrans de soutènement.

Massifs en terre renforcée (NF P94-270 et NF G38-064)

Ce sont des blocs de terre renforcés à l'aide d'éléments de renforcement tels que des armatures métalliques (barres, plaques, treillis...) ou des couches de géotextiles. Les parois clouées entrent également dans cette catégorie de structures, qui comprend :

- Terre Armée.
- Murs en géotextiles ou en gabions armés.
- Parois clouées.

1.5.2 Classification selon les manières de reprises des efforts

Les ouvrages de soutènement ont tous en commun la gestion de la force de poussée exercée par le massif de terre qu'ils retiennent. En fonction de la manière dont ils résistent à cette force de poussée, on peut distinguer trois modes de fonctionnement principaux :

Fonctionnement par le poids

La stabilité du soutènement est assurée principalement par son propre poids, qui génère une force de réaction contre la pression exercée par le sol. Les murs de soutènement gravitaires en sont un exemple classique, utilisant leur propre masse pour résister à la pression du sol. La conception de ces structures prend en compte des facteurs tels que la géométrie du mur, les propriétés des matériaux utilisés, et les conditions du sol pour garantir leur stabilité [1.7](#).

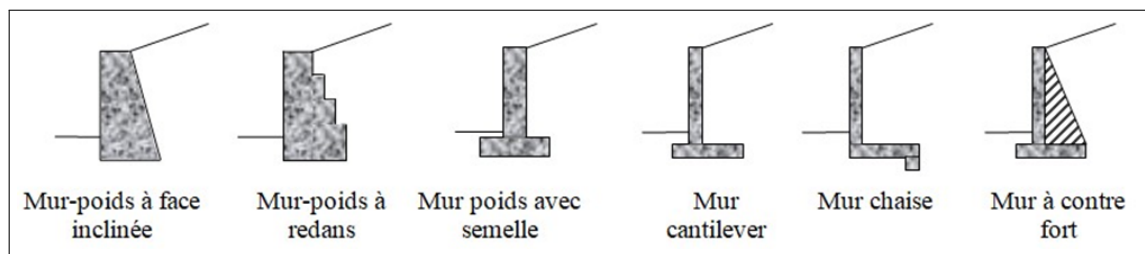


FIGURE 1.7 Différents types des murs poids.

Fonctionnement par encastrement

La structure de soutènement est ancrée dans le sol de manière à résister aux forces exercées par celui-ci. Les murs en porte-à-faux sont un exemple courant, utilisant une base élargie ou une forme spécifique pour augmenter la résistance du sol à la base du mur. L'interaction entre la structure et le sol autour de la base encastree fournit la stabilité nécessaire [1.8](#).

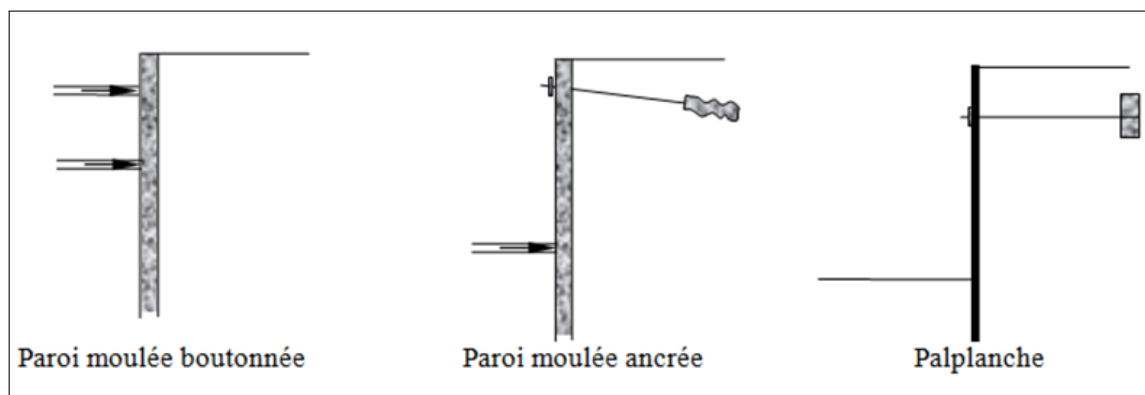


FIGURE 1.8 Ecrans de soutènement.

Fonctionnement par ancrage

Dans ce cas, la poussée exercée par le sol est contrée par des ancrages, généralement en acier, qui sont insérés dans le sol derrière la structure. Les murs de soutènement ancrés sont un exemple de cette méthode. Les ancrages sont tendus pour fournir une force de traction qui stabilise la structure en contrecarrant la poussée du sol.

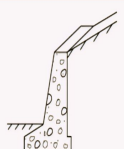
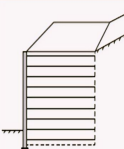
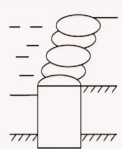
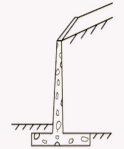
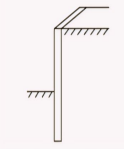
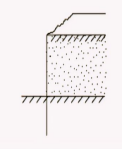
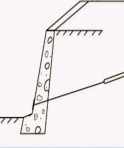
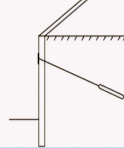
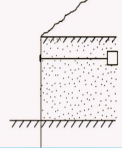
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur-poids en béton ou maçonnerie	 Mur en sol renforcé	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur en « T inversé » en béton armé	 Paroi moulée	 Palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

FIGURE 1.9 Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente [12].

1.5.3 Classification selon la rigidité du système

Les ouvrages rigides

Pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement en béton armé (Mur cantilever, Mur contrefort, etc.) sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. Un soutènement rigide est dit fixe s'il n'effectue ni translation ni rotation. Selon l'Eurocode 7, un soutènement est fixe si son déplacement est inférieur à 0.05% de la hauteur. En cas de déplacement et/ou de rotation, le soutènement rigide est dit non fixe et les pressions du sol dépendent du sens et de l'amplitude des déplacements du mur.



Les ouvrages souples (Mur flexible)



Pour lesquels la surface de contact est déformable : les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches, les parois moulées, les batardeaux et les fouilles blindées. Parmi les murs de soutènements souples, notons les murs en gabion.

1.6 Différents technique de soutènement

Il existe plusieurs techniques de soutènement utilisées en génie civil pour stabiliser les sols et retenir les terres. Le tableau suivant présente certaines des techniques les plus courantes :

TABLEAU 1.1 Différents technique de soutènement

Types d'ouvrages de soutènement	Variantes possibles	Domaine d'emploi	Difficultés de réalisation et nature du sol de fondation exigée
<p><i>Mur en Béton Armé</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> — Bèche dans la semelle. — Contreforts extérieurs ou intérieurs. — Console. — Tirants. — Fondation sur pieux. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage en remblai comme en déblai et généralement hors l'eau — Culée de pont 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage le plus couramment employé et réalisé par un grand nombre d'entreprises de B.T.P — Un sol moyen à bon est exigé
<p><i>Mur Poids</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> — En béton. — En pierres sèches ou maçonnées. — En gabions. — Poutres préfabriquées en béton armé. — En éléments préfabriqués (caissons, cellules fleuries, etc.). — Etc. 	<ul style="list-style-type: none"> — Généralement ouvrage en déblai en site terrestre. — Hors nappe (sauf si drainage et faible débit). — Hauteur < 10 m. — Déplacements < 5 cm. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage rustique facilement réalisable. — Bonne intégration dans le site. — Sol moyen à bon.

Country List			
<p><i>Mur en Sol Renforcé</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> — Armatures métalliques ou en polymères — Renforcement par nappe de géotextile. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage essentiellement en remblai, — Culée, culée mixte . — Massif souple s'adaptant aux différents terrains de fondation . 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage facilement réalisable par une entreprise en suivant soigneusement les procédures. — Un sol moyen voire médiocre peut convenir.
<p><i>Massif Cloué</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> — Clous injectés, — Clous battus, — Parement souple ou rigide. 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage exclusivement en déblai et hors d'eau. — Technique employée pour le renforcement d'ouvrages existants. — Technique souvent employée pour des soutènements provisoires. 	<ul style="list-style-type: none"> — Sa réalisation demande un certain savoir-faire. — Un sol de moyenne qualité peut convenir.

Country List			
<p><i>Voile et Poutres Ancrés</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> — Voile situé dans un même plan ou dans des plans décalés 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage de soutènement en déblai. — Ouvrage de stabilisation. — Poutres ancrées peuvent être employées pour garantir la solidité d'une structure construite sur un remblai. 	<ul style="list-style-type: none"> — Presque tous les terrains peuvent convenir avec plus ou moins de problèmes délicats à résoudre. — La réalisation demande l'intervention d'une entreprise spécialisée.
<p><i>Rideau de Palplanches Métalliques</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> — Simplement encastré. — Butonné ou ancré . 	<ul style="list-style-type: none"> — Ouvrage de soutènement en site aquatique — Ouvrage d'étanchement (batardeau). — Ouvrages provisoires Blindage de fouille sous la nappe. — Cluée de pont. 	<ul style="list-style-type: none"> — La réalisation demande l'intervention d'une entreprise spécialisée. — Le battage demande un sol meuble et sans obstacles.
<p><i>Paroi en Béton</i></p> 	<ul style="list-style-type: none"> — Simplement encastré. — Butonné ou ancré. — Paroi moulée. — Paroi préfabriquée. 	<ul style="list-style-type: none"> — Parkings souterrains en sous-sol d'immeubles. — Soutènement de trémies et de tranchées. — Piedroit de tranchées couvertes. — Blindage de 	<ul style="list-style-type: none"> — Réalisation par une entreprise spécialisée. — Ce sont des ouvrages qui peuvent être réalisés dans pratiquement tous les terrains à condition de prendre les

Afin de choisir le type de structure de support approprié, cela dépend de plusieurs facteurs, tels que [8] :

- Déblais ou remblai ou mixte.
- Hauteur de soutènement.
- Sol de fondation.
- Disponibilité des matériaux.
- Aspect extérieur.

1.7 Origine des défauts et désordres

1.7.1 Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage

- Étude de stabilité insuffisante ou incomplète [13].
- Sous-estimation des efforts appliqués à l'ouvrage, notamment les efforts de poussée et d'exploitation.
- Connaissance insuffisante du sol de fondation :
 - Sol de fondation trop compressible,
 - Report des charges et donc des tassements du sol support sur la fondation du parement.
- Connaissance insuffisante du site d'implantation de l'ouvrage, de son environnement et de ses conditions climatiques :
 - Stabilité générale du versant critique,
 - Niveau de la nappe phréatique non conforme aux hypothèses de calculs,
 - Risques d'affouillement en pied de mur, de variation de niveau du cours d'eau, etc.,
- Caractéristiques des matériaux compactés insuffisantes, au niveau du remblai renforcé, entre les nappes, mais aussi à l'arrière dans la zone de remplissage.
- Surestimation du coefficient de frottement terre-élément de renforcement géosynthétique qui se traduit par un sous-dimensionnement interne de l'ouvrage.
- Sous-dimensionnement des éléments de renforcement géosynthétiques (longueur des nappes insuffisantes, en particulier dans des zones où un décaissement était nécessaire : talus rocheux, par exemple).
- Interaction avec les ouvrages rigides mal évaluée : buses, fondations du mur de parement fragiles vis-à-vis des déformations, raccordement à un point fixe (ouvrage d'art ou mur traditionnel).
- Dispositifs de drainage ou d'évacuation des eaux absents ou insuffisants.
- Mauvais choix du type de parement :
 - Protection du parement par végétalisation inadaptée (choix des graines ou non prise en compte d'un climat défavorable),
 - Matériau inadapté en parement (déchirure des nappes),
 - Mauvais choix du géotextile devant résister aux ultraviolets.



FIGURE 1.10 Pathologie des pieux due à l'attaque sulfatique .

1.7.2 Mauvaise exécution

- Non-respect des prescriptions du dossier d'étude.
- Défauts de mise en œuvre [13] :
 - Défaut d'horizontalité des lits,
 - Mauvaise fixation des bandes (ou des nappes) sur les parements,
 - Défaut de pré-tension des nappes lors de la pose,
 - Espace insuffisant entre le parement de béton et les nappes à la construction,
 - Parement des nappes retournées défectueux : irrégularité excessive des nappes,
 - Blocage de la dalle de transition entre le massif renforcé et le parement ,ect..
- Défaut de compactage du remblai (excès ou insuffisance), notamment à proximité du parement.
- Défauts de réalisation du drainage ou de la collecte des eaux de la plate-forme, ou bien détérioration de celui-ci en cours de remblaiement.
- Défaut de végétalisation, saison d'ensemencement inappropriée, terre végétale inadaptée ou absente.



FIGURE 1.11 Fissure sur les différents types d'ouvrages .

1.7.3 Exploitation, environnement et autres agressions physico-chimiques

- Application de surcharges non prévues (en tête de mur ou même en pied) ou réalisation de travaux au voisinage de l'ouvrage modifiant son schéma d'équilibre.
- Chocs de véhicules.
- Déchirures des nappes non protégées, accidentellement, par vandalisme, ou en raison de colonies de rongeurs à proximité (possibilité d'une protection par grillage).
- Risque d'incendie de la végétation en période sèche et de destruction du géotextile en parement.
- Sols ou graves traités à la chaux, au ciment, au laitier.
- Effets d'un ensoleillement excessif ou du gel.
- Effets éventuels des sels de déverglaçage.
- Risques de pollution et d'infiltration de produits chimiques ou d'hydrocarbures, suite à un accident, par exemple.

1.7.4 Défaut d'entretien

- Colmatage des dispositifs de drainage.
- Ruissellements et/ou infiltrations d'eau à partir de la plate-forme.
- Végétalisation sauvage inadaptée (arbres ou arbustes sur des parements végétalisés ou bien présence de végétation non détruite entre les éléments du parement (écailles, murs préfabriqués, etc.).
- Déchirures de nappes non réparées.
- Fissures sur chaussée non colmatées.

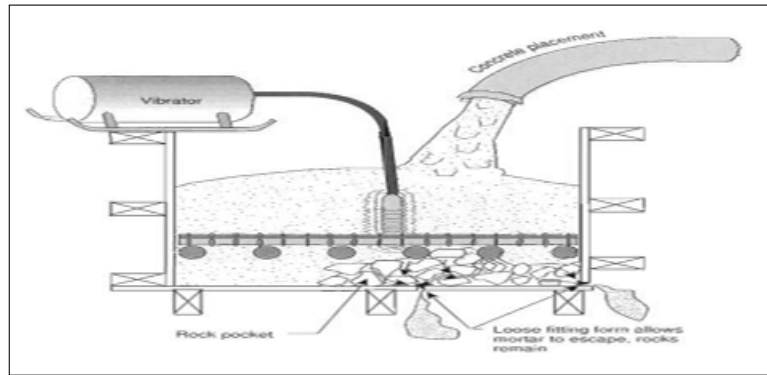


FIGURE 1.12 La ségrégation dans un élément de béton armé .

1.8 Principe types de réparation

Les ouvrages de soutènement peuvent nécessiter des réparations pour diverses raisons telles que des dommages structurels, des infiltrations d'eau, ou tout simplement une dégradation due à l'usure du temps. Voici quelques principes et types de réparation courants pour les ouvrages de soutènement :

- **Réparation des fissures et des dommages structureux :**
 - Renforcement par ancrage : Des ancrages métalliques peuvent être utilisés pour renforcer les parties affaiblies de la structure en les liant à des zones stables.
 - Réparation par béton projeté : Le béton projeté peut être utilisé pour reconstruire ou renforcer les zones endommagées de la structure.

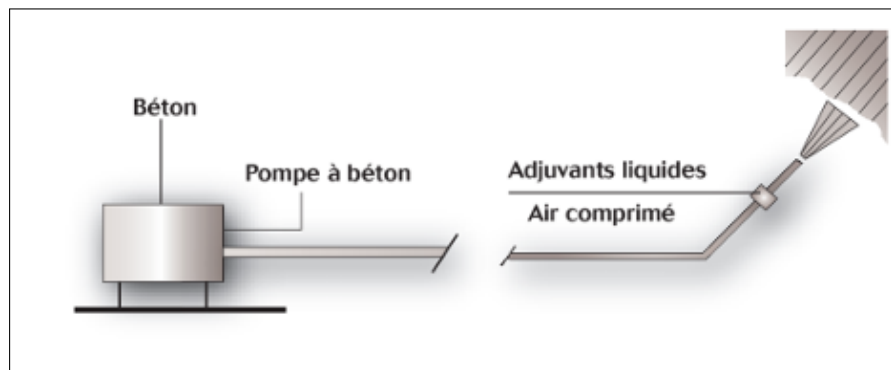


FIGURE 1.13 Projection par voie mouillée.

- **Gestion des eaux souterraines et des infiltrations :**
 - Installation de drains : Des drains peuvent être ajoutés pour collecter et évacuer l'eau qui s'infiltré autour de la structure.
 - Imperméabilisation : L'application de revêtements imperméables sur la surface de la structure peut aider à prévenir les infiltrations d'eau.
 - Réparation des joints : Les joints défectueux peuvent être réparés ou remplacés pour empêcher les infiltrations d'eau.

— **Renforcement de la végétation et de la protection :**

- Végétalisation adaptée : Une végétation appropriée peut être plantée le long de la structure pour renforcer le sol et réduire l'érosion.
- Barrières anti-racines : Des barrières anti-racines peuvent être installées pour empêcher les racines des plantes de endommager la structure.
- Revêtements protecteurs : Des revêtements spéciaux peuvent être appliqués sur la surface de la structure pour la protéger contre les dommages environnementaux.

— **Surveillance et entretien réguliers :**

- Inspections régulières : Des inspections périodiques peuvent être effectuées pour détecter tout signe de dommages ou de détérioration et prendre des mesures correctives avant que les problèmes ne s'aggravent.
- Entretien préventif : Des travaux d'entretien réguliers, tels que le nettoyage des drains et le retrait des débris, peuvent aider à prolonger la durée de vie de la structure et à prévenir les problèmes futurs.

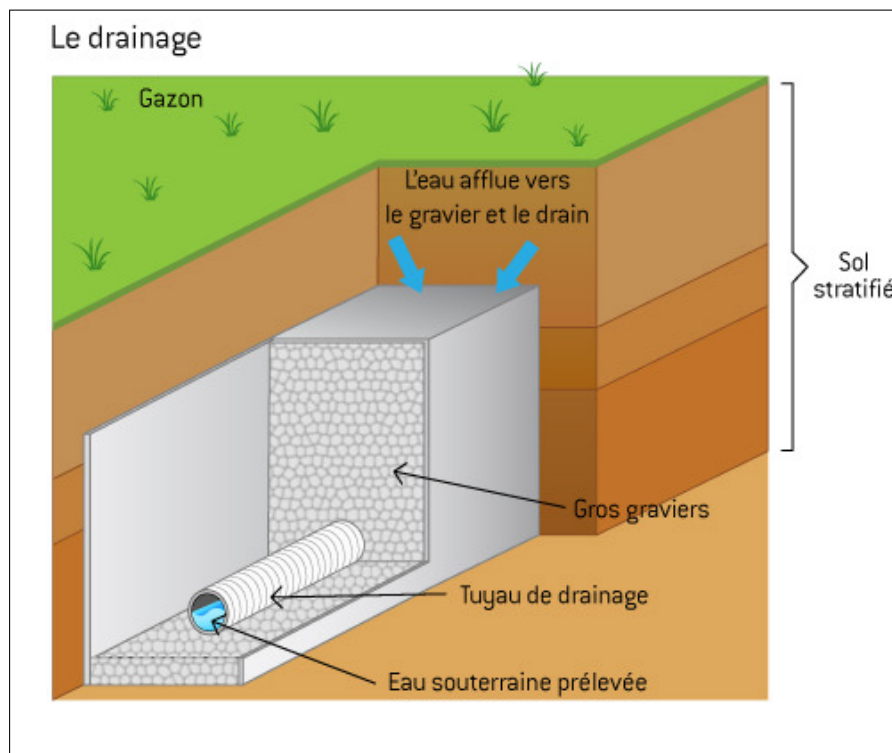


FIGURE 1.14 Principe et installation de drains.

1.9 Les avantages et les inconvénients des ouvrages soutènements

1.9.1 Les avantages :

- Stabilisation des terrains instables, réduisant ainsi les risques de glissements de terrain et de défaillance des infrastructures.
- Optimisation de l'utilisation de l'espace en permettant la construction sur des terrains en pente ou en créant des niveaux de terrains artificiels.
- Protection des infrastructures et des zones habitées contre les effets néfastes des mouvements de terrain, des inondations, etc.
- Durabilité et longévité lorsque conçus et construits correctement, nécessitant ainsi moins de coûts d'entretien à long terme.



FIGURE 1.15 Ancrage, stabilisation et drainage de mur de soutènement et de toute sorte.

1.9.2 Les inconvénients

- Coûts initiaux élevés, en particulier pour les ouvrages de soutènement de grande taille ou dans des conditions géotechniques difficiles.
- Besoin de compétences spécialisées en ingénierie géotechnique et en construction pour concevoir et construire des ouvrages de soutènement efficaces.
- Impact sur l'environnement, notamment en termes de modification des caractéristiques naturelles du terrain et de perturbation des écosystèmes locaux.
- Risques potentiels de défaillance si la conception ou la construction est inadéquate, entraînant des dommages matériels et des risques pour la sécurité.

1.10 Conclusion

Les structures de soutènement sont essentielles pour assurer la stabilité et le développement des terrains en pente, jouant un rôle central dans le soutien des masses de terre. Bien que leur conception et leur construction puissent être complexes et coûteuses, leurs avantages en termes de sécurité et d'utilisation des terrains justifient les efforts déployés.

Pour comprendre leur efficacité à long terme, il est nécessaire d'étudier les différentes techniques utilisées, de comprendre les défauts potentiels et les méthodes de réparation.

Les murs de soutènement sont classés en fonction de la pression exercée par la terre, ce qui nécessite une étude approfondie des projets pour choisir le type optimal assurant à la fois la sécurité et la rentabilité. Avec le temps, les murs de soutènement renforcés par la terre sont devenus courants en raison de leur large utilisation et des bénéfices qu'ils apportent en termes de stabilité et de développement.

CHAPITRE 2 REVUE GÉNÉRALE SUR LA TERRE ARMÉE

2.1 Introduction

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement soit par la construction de structures de soutènement, ce qui relève du domaine des structures, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place, ce qui appartient au domaine de la géotechnique. Cependant, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, comme les massifs en sol renforcé. La technique de la Terre Armée, l'une des premières de ce genre, consiste en une masse de remblai granulaire renforcée par des couches successives d'éléments de renforcement. Les deux principaux types de structures utilisant cette technique sont les murs de soutènement et les culées de ponts. Traditionnellement, des bandes métalliques sont utilisées pour le renforcement, mais dans les environnements agressifs, elles sont remplacées par des bandes géo-synthétiques non corrodables et plus flexibles. Dans ce chapitre, nous découvrirons cette technique, son importance, son rôle, ses composants, son fonctionnement, ses avantages, ses domaines d'application, et d'autres aspects pertinents.

2.2 Historique et développement

En 1957, sur une plage, l'inventeur français de la Terre Armée, Henri Vidal, fit une constatation : quand on marche sur un tas de sable, les grains s'affaissent et glissent dans tous les sens [2.1](#).

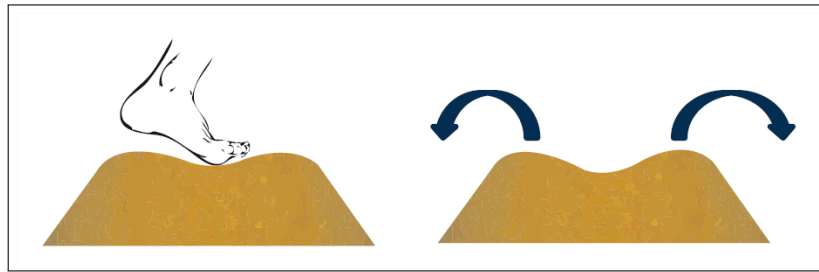


FIGURE 2.1 Effondrement et glissement des grains de sable lors de la marche.

Mais quand on réalise un petit tas de sable et qu'on y insère des rangées d'aiguilles de pin, l'ensemble reste stable même si l'on marche dessus [2.2](#).

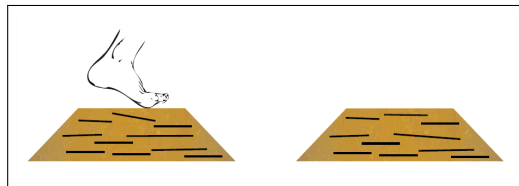


FIGURE 2.2 Stabilité d'un tas de sable avec des aiguilles de pin lors de la marche.

Henri Vidal développa cette idée pour mettre au point une nouvelle technique de construction de murs de soutènement.

En **1960**, Henri Vidal invente le mécanisme fondamental du sol renforcé et introduit pour la première fois la Terre Armée comme un type alternatif des systèmes de soutien des sols . Le principe de base des systèmes de soutien en Terre Armée est le transfert des contraintes de cisaillement à l'intérieur de la masse du sol aux armatures [5]. Deux approches ont été employées pour expliquer le mécanisme de renforcement : le système discret et l'approche du matériau composite .

Cette technique a été développée en plusieurs étapes marquantes incluant les réalisations suivantes[4] :

- **En 1965**, la construction du premier mur de soutènement à Pragnères.
- **Entre 1968 et 1969**, un ensemble d'ouvrages a été construit sur l'autoroute Roquebrune-Menton, comprenant dix murs de soutènement sur une pente instable, totalisant une surface de parement de 5500 m².
- **En 1970**, le premier mur supportant des charges concentrées importantes en tête, comme les portiques de pont roulant, a été construit au port de Dunkerque.
- **En 1972**, la première culée de pont autoroutier de 14 mètres de hauteur a été érigée à Thionville.

Des recherches fondamentales sur le mécanisme et le calcul de la terre armée ont été menées entre **1907** et **1978** au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, incluant une quinzaine d'expérimentations grandeur nature. À partir de 1972, des études sur la durabilité des armatures et la corrosion des métaux enterrés dans les sols de remblai ont été entreprises conjointement par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et la société "La Terre Armée". Cette collaboration a permis d'accumuler une grande expérience dans ce domaine grâce à des essais en laboratoire, des expérimentations en caisse et en grandeur réelle, ainsi que des observations sur des ouvrages construits depuis 1968.

Deux étapes clés ont marqué le développement technologique de la terre armée :

- **En 1971**, l'invention du parement en écailles de béton, désormais utilisé dans la majorité des ouvrages.
- **En 1975**, la mise au point des armatures à haute adhérence, constituées de barres en acier doux galvanisé de 5 mm d'épaisseur avec une surface nervurée, améliorant significativement le frottement entre le sol et l'armature.

La terre armée est actuellement une technique bien connue et largement adoptée dans le monde entier. Des ouvrages ont été construits dans trente-deux pays, avec plusieurs spécifications établies par des organismes d'État, notamment en Allemagne et aux États-Unis. En **1978**, on estime que **2000** ouvrages ont été construits dans le monde, dont un peu moins de la moitié en France, représentant une surface totale de plus de **1 500 000 m²** de parement. La majorité de ces ouvrages sont des murs de soutènement et, dans une proportion non négligeable, des culées de pont, avec **110** culées de pont en France.

2.3 Définition de la Terre Armée

La Terre Armée représente une méthode de construction qui combine un remblai compacté avec des armatures, métalliques ou synthétiques, intégrées à un parement (??). En alternant les couches de remblai et les bandes

d'armatures horizontalement réparties, on crée un matériau composite capable de supporter son propre poids et les charges auxquelles il est soumis pendant toute sa durée de vie. Cette technique est principalement utilisée pour la construction de murs de soutènement, de rampes d'accès à des ouvrages d'art et de culées de pont. Initié à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal, ce procédé marque une étape significative dans la conception des ouvrages de soutènement et plus largement dans le renforcement des sols, en intégrant pleinement le sol à la stabilité des structures[21].

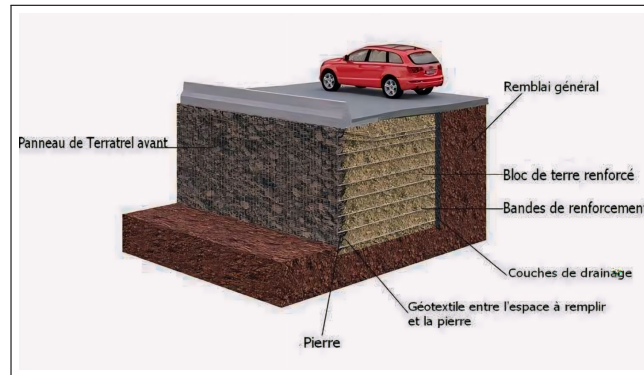


FIGURE 2.3 Mur en Terre armée.

2.4 Éléments d'un ouvrage en terre armée

La structure en terre armée est constituée de plusieurs éléments [15] qui ont un impact direct sur sa stabilité et ses performances, selon le procédé et le domaine d'utilisation, la présente les principaux composants de la terre armée 2.4 :

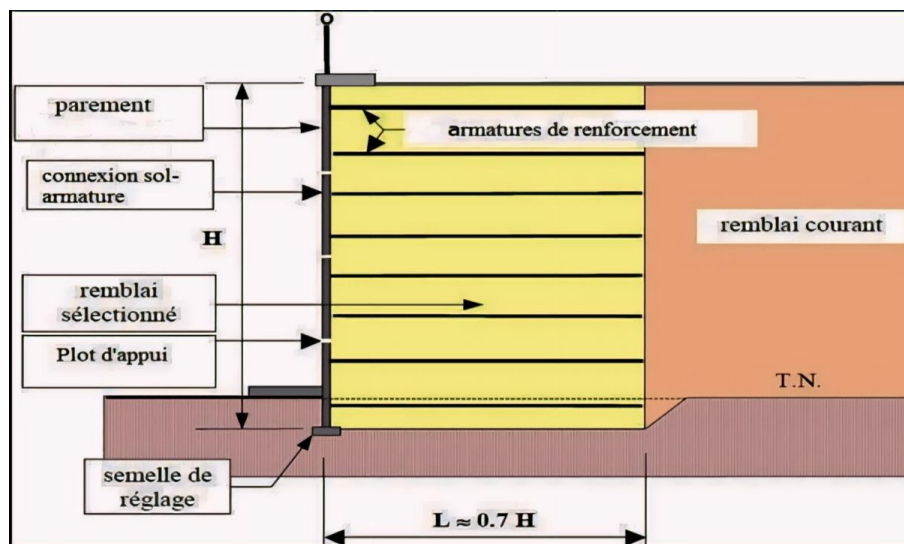


FIGURE 2.4 Éléments d'un mur en Terre Armée

2.4.1 Les parements

Généralités

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

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

Parement métallique

Les éléments du parement ainsi que les armatures utilisées dans ce cas, sont fabriqués à partir de tôles d'acier galvanisé. Un élément a une longueur de 10 m, une hauteur utile de 33.3cm (distance correspondant à l'espacement entre deux lits d'armatures) et une épaisseur de 3 mm. Il comporte un retour en épingle formant couvre-joint continu (2.5 et 2.6). Son poids est de 115 kg et il peut être manié à bras d'homme [2]. Le raccordement de deux éléments se fait à l'aide d'un couvre-joint appliqué simplement sur la face intérieure.

Ce couvre-joint empêche la terre de s'échapper et permet la flexibilité longitudinale de la façade par le glissement des éléments le long de ce couvre-joint. En plus des éléments standards de 10 mètres de long, des éléments plus courts sont fabriqués pour les raccordements aux extrémités, ainsi que des éléments d'angle obtenus par soudure des éléments standards à l'angle souhaité.

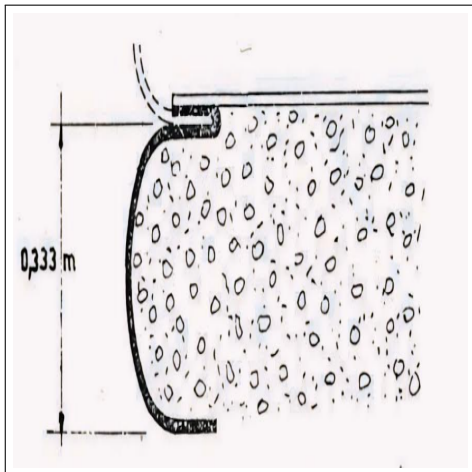


FIGURE 2.5 Schéma d'un élément de parement métallique.

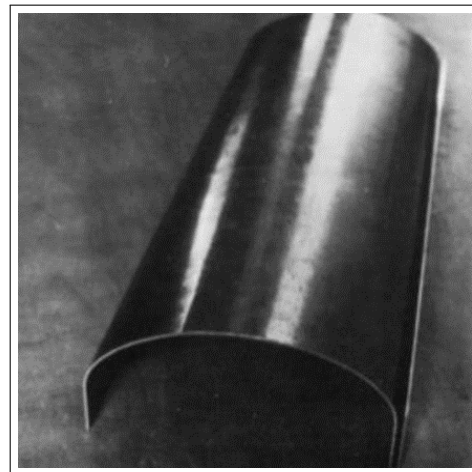


FIGURE 2.6 Profil d'un élément métallique .

Parement en écailles de béton

L'élément standard (2.7) a une forme cruciforme avec des dimensions de 1,50 m sur 1,50 m. Son épaisseur actuelle varie entre 18 et 26 cm, ce qui correspond à un poids total compris entre 1 et 1,5 tonne. Il est fabriqué en béton non armé et contient seulement deux étriers en acier de 10 mm de diamètre. L'élément comporte quatre amorces d'armatures, noyées dans le béton, fabriquées du même métal que les autres armatures utilisées [2].

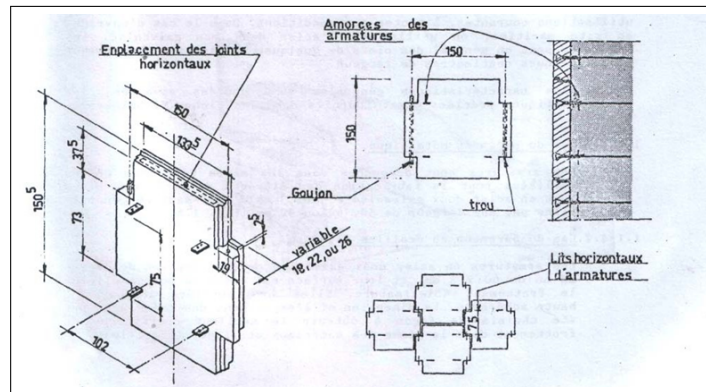


FIGURE 2.7 Caractéristique du parement en écailles de béton.

Des goussets verticaux relient les écailles, assurant ainsi une bonne flexibilité horizontale. Des joints horizontaux compressibles sont placés entre les écailles, permettant une certaine flexibilité verticale du parement. Chaque écaille est équipée d'ancres de levage pour faciliter sa manipulation et son installation. Les écailles sont généralement préfabriquées en usine dans des moules, garantissant une régularité dimensionnelle.

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

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

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

Il permet de réaliser des ouvrages avec des courbes continues, s'intégrant généralement mieux dans l'environnement que des structures strictement linéaires (??).



FIGURE 2.8 Différents types parement en écaillés de béton.

2.4.2 Le remblai

Le remblai général

La terre ordinaire constitue la partie arrière du mur sans être renforcée par des armatures et sans faire partie du corps massif du mur. Cette terre est utilisée comme remblai derrière le mur pour combler l'espace entre le mur et le sol environnant.

Remblai dit technique :

La terre technique est utilisée pour renforcer le mur ou la structure géotechnique et est renforcée par des armatures ou d'autres systèmes de renforcement. Cette terre peut être d'origine naturelle comme le sol local ou d'origine artificielle comme le sol fabriqué. La terre technique répond aux normes de qualité et de performance spécifiées dans le cahier des charges du point de vue géotechnique, y compris la granulométrie, la résistance à la corrosion, la densité volumique, l'angle de frottement interne, et autres. De plus, les aspects de mise en œuvre, les propriétés chimiques et électrochimiques de cette terre sont pris en compte[1].

La qualité de ces matériaux est évaluée selon des critères spécifiques et clairement définis. Parmi ces critères, on peut distinguer :

Critères géotechniques

Toutes les directives émises par des organismes tels que le **LCPC**, le **SETRA**, le **NCMA**, le **FHWA**, etc., mettent en avant des critères essentiellement liés à la granulométrie pour garantir un bon frottement entre le sol et les armatures[15], ainsi qu'un comportement mécanique satisfaisant à court et à long terme, et des capacités de drainage adéquates[2.9].

Selon ces critères définis, les matériaux contenant moins de **15 %** de particules de moins de **80 micromètres** sont acceptables, à condition qu'ils ne contiennent pas de particules de plus de **250 mm**. Il est notamment précisé qu'il n'est pas nécessaire de déterminer la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation ni de mesurer l'angle de frottement du sol. Il est également nécessaire de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai ($C_u = D_{60}/D_{10}$), où **D60** et **D10** représentent respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent **60 %** et **10 %** du poids total. Si **Cu** est inférieur à **2**, des ajustements dimensionnels de l'ouvrage seront nécessaires.

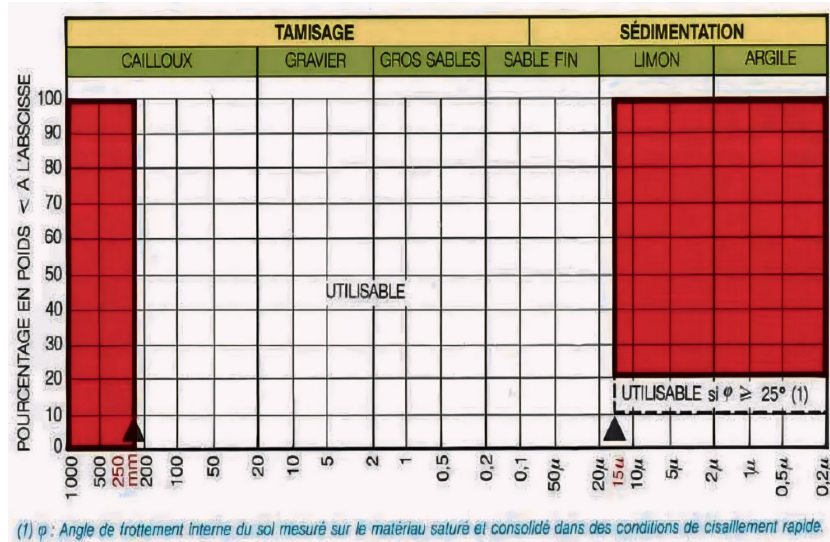


FIGURE 2.9 Caractéristiques mécaniques essentielles auxquelles doit satisfaire le matériau de remblai pour être utilisé en terre armée.

Pour le choix d'un matériau?? de remblai nous prenons en compte critères granulométriques [13].

Critères de mise en œuvre

Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau de 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 (**GTR 2000, LCPC, SETRA, NCMA, FHWA**)[9][13]. 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 sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de **1,50 m** des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité)[13].

Le taux de compactage en tout point du massif en Terre Armée doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Dans le cas d'ouvrages routiers notamment, le compactage sera identique à celui des remblais routiers correspondants, et sera réalisé avec un compacteur type P1, V1 ou P2, V2 (**GTR 2000**)[9]. Toutefois, le remblai situé à moins de **1,50 m** du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant.

Passant à 80 μm	$\leq 15\%$		Critère mécanique satisfait - matériau utilisable			
	$> 15\%$	Passant à 15 μm	10 %	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable		
			10 % à 20 %	Armatures à haute adhérence	Angle de frottement interne $\geq 25^\circ$ *	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable
						Angle de frottement interne $< 25^\circ$ *
				Armatures lisses	Angle de frottement sol-armature $\geq 22^\circ$ *	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable
					Angle de frottement sol-armature $< 22^\circ$ *	Matériau inutilisable
			$> 20\%$	Matériau inutilisable		

* La mesure de l'angle de frottement interne se fait par cisaillement direct à la boîte sur échantillon saturés et consolidés. L'essai diffère de l'essai classique par le mode de préparation des éprouvette (cf. mode opératoire décrit dans le guide SETRA/LCPC de 1979).

FIGURE 2.10 Critères granulométriques pour le choix d'un matériau de remblai (LCPC).

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 des remblais, rigoles) sera prévu à chaque niveau de remblaiement .

Critères électro-chimiques

La durabilité des ouvrages en Terre Armée renforcée avec des armatures métalliques est essentielle pour assurer leur longévité. Cette durabilité est étroitement liée à la résistance des armatures métalliques à la corrosion, qui dépend de divers facteurs chimiques et électrochimiques présents dans le sol. Pour évaluer la durabilité des armatures enterrées, la vitesse de corrosion est un paramètre clé, influencée par des éléments tels que la nature du sol, la composition des ions dans l'eau interstitielle, la résistivité, le pH et la concentration en sels solubles.

Afin de garantir un vieillissement contrôlé des structures, des critères électrochimiques ont été établis. Pour les ouvrages courants situés hors d'eau, les remblais doivent respecter les critères suivants :

- La résistivité du sol saturé doit être supérieure à 1000 $\Omega\cdot\text{cm}$.
- Le pH de l'eau extraite doit être compris entre 5 et 10 ($5 \leq \text{pH} \leq 10$) .
- Les concentrations en sels solubles doivent être limitées, notamment :
 - La concentration en ions chlorures doit être inférieure à 200 mg/kg ($[\text{Cl}^-] \leq 200 \text{ ppm}$) .
 - La concentration en ions sulfates doit être inférieure à 1000 mg/kg ($[\text{SO}_4^{2-}] \leq 1000 \text{ ppm}$) .
- La combinaison des chlorures et des sulfates ne doit pas dépasser 1000 ppm, conformément à la norme **NF P 94270-2009** .
- La teneur en soufre total doit être inférieure à 300 mg/kg ($S < 300 \text{ ppm}$) .
- Aucune matière organique ne doit être présente.

Il est important d'éviter l'utilisation de matériaux d'origine marine ou dragués dans des estuaires en eaux saumâtres, sauf s'ils ont été préalablement lavés à l'eau douce. De plus, les matériaux d'origine minière, tels que les schistes houillers, doivent être analysés en raison du risque de teneurs excessives en sulfures ou en sulfates. Pour les armatures synthétiques utilisées en Terre Armée, seul le critère du pH doit être vérifié 2.11.

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

FIGURE 2.11 Critères chimiques et électrochimiques du matériau de remblai .

2.4.3 Les armatures

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

Les armatures doivent répondre aux critères suivants :

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

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

Les armatures métalliques (acier doux galvanisé)

a. Les armatures à haute adhérence

Elles également appelées armatures en acier HA, présentent des nervures perpendiculaires à leur axe sur les deux faces, ainsi qu'un trou de boulon à une extrémité pour la fixation au parement. Elles sont largement

utilisées dans les structures en Terre Armée, avec plus de 40 millions de mètres carrés d'ouvrages construits dans le monde entier selon la société Terre Armée Internationale [8]. Ces armatures sont particulièrement adaptées aux charges statiques et dynamiques élevées, et sont souvent le choix privilégié pour des ouvrages sensibles tels que les murs de très grande hauteur et les culées de pont.

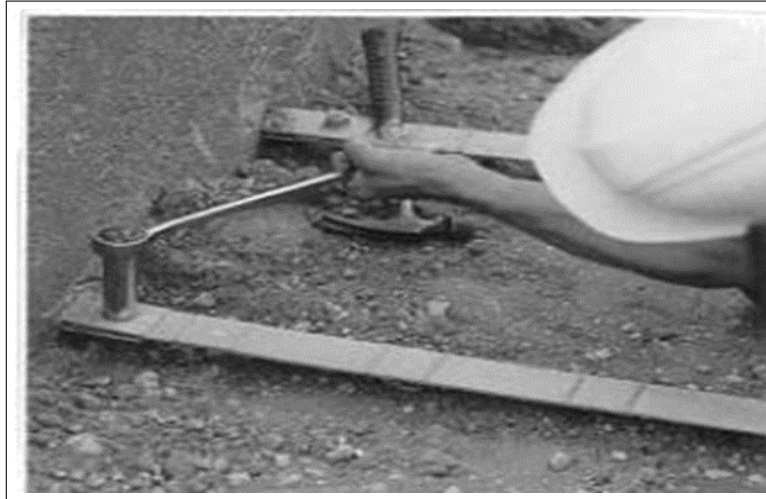


FIGURE 2.12 Armature à haute- adhérence.

b. Les armatures à échelles en acier à haute adhérence

Ils appelées échelles HA, 2.13 sont composées de deux fers ronds parallèles soudés à une série de fers ronds transversaux. Une extrémité de l'échelle est dotée d'une plaque plane soudée entre les fers ronds longitudinaux et munie d'un trou de boulon pour la fixation au parement. Les échelles HA offrent une résistance à l'arrachement extrêmement élevée et sont avantageuses pour les ouvrages d'une hauteur maximale de 6 mètres.



FIGURE 2.13 Armatures à échelles en acier à haute adhérence.

Les armatures géo-synthétiques

Les armatures géosynthétiques sont des matériaux fabriqués à partir de polymères synthétiques ou naturels, conçus pour renforcer les sols et les structures géotechniques 2.14. Ils se présentent sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles et sont utilisés en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

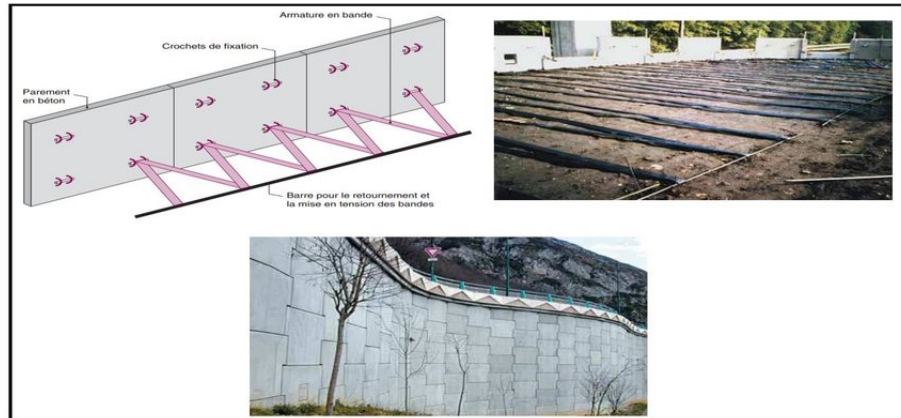


FIGURE 2.14 Mur de soutènement renforcé par géosynthétique.

Il existe plusieurs types d'armatures géosynthétiques, peut être classée en deux catégories principales : les géotextiles et les géogrilles.

a. Géotextile

C'est un tissu synthétique poreux utilisé pour diverses fonctions dans les travaux de terrassement. Il peut servir de joint entre les différentes couches de sol, empêchant le mélange et le déplacement des particules. De plus, il est utilisé comme élément de drainage, permettant à l'eau de s'écouler à travers le sol sans compromettre sa stabilité [10]. En outre, le géotextile peut agir comme un renfort pour améliorer la résistance à la traction du sol, aidant ainsi à soutenir les charges appliquées sur la structure 2.15.



FIGURE 2.15 Les géotextiles .

b. La géogridde

C'est un matériau en forme de grille, généralement fabriqué à partir de polymères synthétiques tels que le polyester ou le polypropylène. Elle est principalement utilisée pour renforcer le sol en fournissant une résistance à la traction dans deux directions perpendiculaires. Cela permet de stabiliser les talus et les remblais, ainsi que de réduire le risque d'affaissement ou de glissement du sol[17]. Les géogrids sont souvent intégrées dans les couches compactées du sol lors de la construction d'ouvrages en terre, renforçant ainsi la structure globale et améliorant sa durabilité et sa stabilité 2.16.

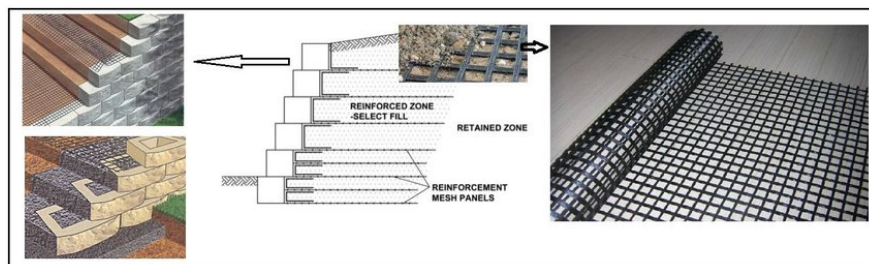


FIGURE 2.16 Exemple sur Le renforcement par Les géogrids bi-axiales

2.4.4 Panneaux ou écailles de la façade du mur

Ces éléments, utilisés pour maintenir le sol en place contre la face du mur sans toutefois jouer un rôle de soutènement, sont couramment fabriqués en béton. Cependant, ils peuvent également être constitués de métal, de bois, de béton sec moulé ou d'autres matériaux . Les panneaux cruciformes en béton sont les plus

couramment utilisés 2.17. Ces panneaux pèsent environ 850 kg et mesurent 1,5 m de largeur et de hauteur. Lors de leur installation, les panneaux sont emboîtés les uns dans les autres à l'aide d'un système de goujons verticaux, ce qui facilite le montage et assure la continuité de la pose.

Ce système confère à la façade une flexibilité verticale similaire à celle des panneaux métalliques minces et courbés initialement conçus par H. Vidal. La possibilité de rotation autour des goujons permet de réaliser des murs courbes avec des panneaux standard. De plus, la forme, la texture et la couleur de la surface extérieure des panneaux peuvent être modifiées pour donner à chaque mur un aspect architectural distinct .

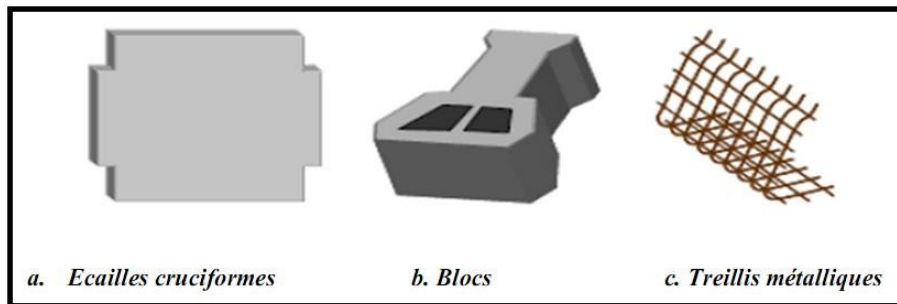


FIGURE 2.17 Panneaux ou écailles de la façade du mur.

2.4.5 Plots d'appuis

Les plots d'appuis sont fabriqués à partir d'élastomères chargés et nervurés. Ils sont insérés entre deux écailles successives d'une même colonne pour fournir un espacement suffisant, évitant ainsi le contact direct béton contre béton, ce qui pourrait entraîner des éclats. Ils permettent également la compressibilité du système de parement, essentielle au bon fonctionnement de la Terre Armée.

2.4.6 Filtre en géotextile

Le filtre en géotextile est utilisé pour couvrir les joints entre les panneaux. Il est placé à l'arrière des panneaux du côté du sol renforcé, empêchant ainsi l'érosion du sol par les joints et permettant l'écoulement de l'excès d'eau.

2.4.7 Semelle de réglage

La semelle de réglage est une base en béton non armé utilisée pour assurer un niveau de planéité adéquat lors de la pose de la première rangée d'écailles.

2.4.8 Connexion panneau/armature

Pour les armatures métalliques, la connexion se fait généralement par un système de chape métallique encastree dans le béton des écailles lors de leur préfabrication. Les armatures, équipées d'un trou à leur extrémité,

sont fixées aux écailles à l'aide d'un boulon.

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



FIGURE 2.18 Systèmes de connexion GéoMega .

2.5 Mise en œuvre d'un mur de soutènement en terre armée

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

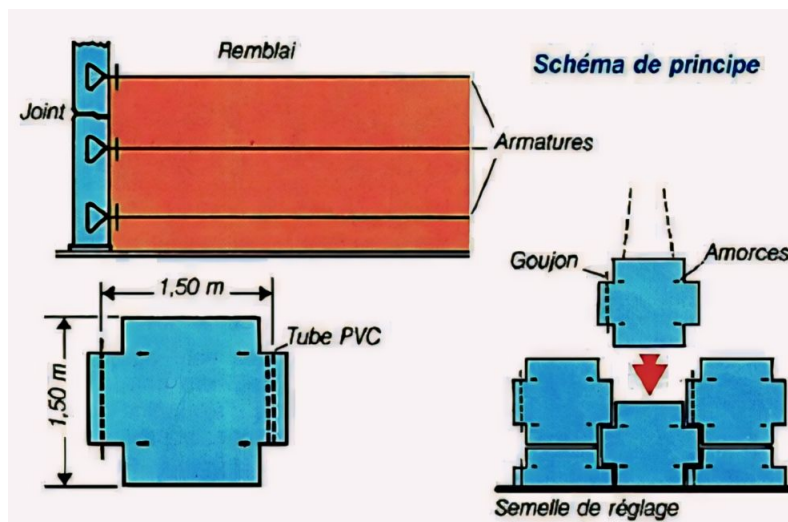


FIGURE 2.19 Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée

2.5.1 Stockage des éléments

Il importe de prévoir sur le chantier un stock tampon d'au moins 48 heures pour les parements béton et une semaine pour les armatures et peaux métalliques afin d'éviter un arrêt de chantier consécutif à une irrégularité de livraison[13].

2.5.2 Montage des panneaux de parement

La première rangée d'écailles est installée sur un lit de béton non armé bien nivelé, afin d'assurer une position initiale correcte[22]. Cette première rangée est directement supportée sur le sol pour prévenir tout mouvement pendant le remblayage 2.27.



FIGURE 2.20 Installation et Stabilisation de la Première Rangée d'Écailles .

Les écailles des rangées supérieures sont installées progressivement au fur et à mesure de l'avancement du remblai2.21. Leur verticalité est maintenue à l'aide de cales provisoires en bois et de serre-joints. Les joints horizontaux sont réalisés avec des plots en élastomère, placés lors de l'installation (deux par écaille). Les joints verticaux en mousse sont insérés dans les feuillures des écailles avant le remblayage.



FIGURE 2.21 Procédure d'Installation et de Stabilisation des Rangées Supérieures d'Écailles .

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

Il convient de contrôler que les armatures prévues au plan d'exécution sont bien mises en oeuvre et fixées sur les amorces en attente dans le parement. Les armatures doivent être posées à plat sur le remblai compacté. Leur nombre, correspondant à celui des amorces, est aisé à contrôler. Les limites de zones d'armatures de longueurs différentes sont à repérer sur le parement [2.22](#).



FIGURE 2.22 Photo de la pose d'un lit d'armature .

Avant remblaiement d'un lit, toutes les armatures doivent être boulonnées aux amorces avec un serrage suffisant (environ un-tiers de la valeur nominale dans le cas des boulons HR) pour assurer le contact de l'armature avec l'amorce.

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

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



FIGURE 2.23 Compactage.



FIGURE 2.24 Remblayage .

2.5.5 Fixation des écailles

Lorsque le remblai atteint le niveau de la tête d'une assise de la carapace, il est nécessaire de placer la base suivante, et les écailles doivent être fixées entre elles à l'aide de boulons ancrés dans les manchons des coussins en caoutchouc[14]. De plus, des coussins en caoutchouc doivent être placés sur la tête des écailles pour permettre un léger mouvement et éviter la formation éventuelle de fissures 2.25.

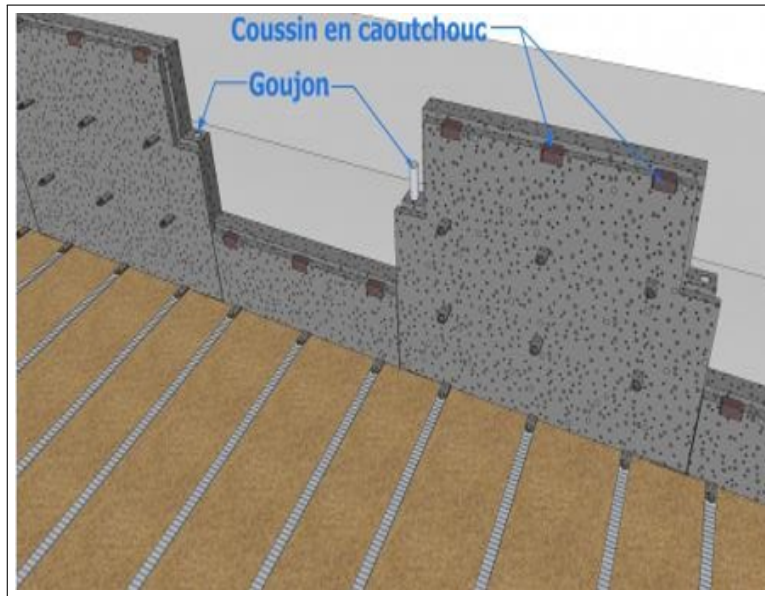


FIGURE 2.25 contrefort coté amont

2.5.6 Phase final :

Cette phase implique généralement des finitions et des vérifications finales pour s'assurer que tout est conforme aux normes et aux plans du projet.

La séquence des quatre étapes doit être répétée jusqu'à ce que la hauteur du mur désirée soit atteinte. Une fois cette hauteur atteinte, un arasement ou un chaînage en béton doit être installé sur le dessus du mur pour renforcer les écaïles de la dernière assise.

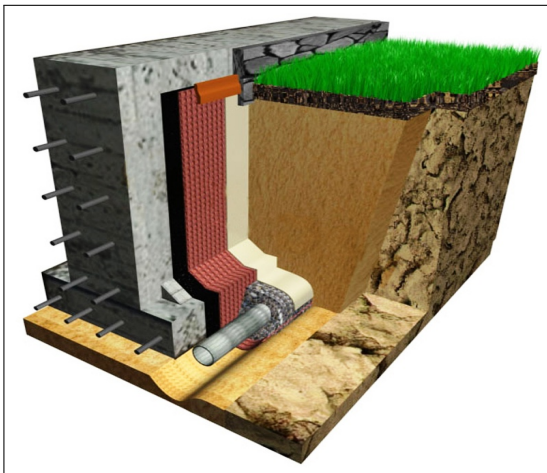


FIGURE 2.26 Schéma illustratif de la forme du mur de soutènement en terre armée de l'intérieur.



FIGURE 2.27 L'aspect final réalisation des travaux et modifications.

2.6 Défauts et désordres courants dans les murs en terre renforcée

2.6.1 Corrosion des armatures

La corrosion des éléments de renforcement, en particulier des armatures métalliques, est une préoccupation majeure dans les murs en terre renforcée. Cette détérioration peut réduire considérablement la résistance et la rigidité du renforcement, pouvant conduire à une défaillance structurelle [2.28](#).



FIGURE 2.28 Corrosion des renforcements métalliques .

2.6.2 Érosion et dégradation du sol

L'érosion du sol derrière le mur peut compromettre la stabilité globale de la structure. Des facteurs tels que le ruissellement de l'eau, l'érosion éolienne ou la perte de végétation peuvent contribuer à l'érosion du sol.

2.6.3 Problèmes de drainage

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

2.7. LES AVANTAGES, LES INCONVÉNIENTS ET MODES DE RÉPARATION DES MURS DE SOUTÈNEMENT

2.6.4 Tassement et mouvement différentiel

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

2.6.5 Erreurs de conception et de construction :

Des calculs de conception erronés, un choix inapproprié des matériaux ou des techniques de construction médiocres peuvent entraîner des défauts inhérents au mur en terre renforcée, le rendant plus susceptible aux défaillances ultérieures.

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

2.7.1 Les avantages

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

Avantages économiques :

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

Avantage de conception

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

Avantages de résistance

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

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

2.7.2 Les inconvénients

Malgré les bénéfices mentionnés dans la section précédente, les murs de soutènement en sol renforcé comportent certains désavantages, principalement liés à la réalisation de l'ouvrage et des éléments de renforcement. En général, les défauts et anomalies constatés sur ces murs résultent de plusieurs facteurs combinés, et peuvent être regroupés en différentes catégories.

- La détérioration des éléments de renforcement métalliques en raison de la corrosion .
- Des erreurs de conception et de dimensionnement de l'ouvrage, telles que des tassements excessifs.
- Une mauvaise exécution des travaux, par exemple des problèmes liés au drainage .
- Des problèmes liés à l'exploitation, à l'environnement et à un manque d'entretien approprié.

2.7.3 Modes de réparation des murs en terre armée

La maintenance des infrastructures d'art vise à les maintenir en condition d'utilisation, et en fonction de la nature des interventions effectuées, elle peut être classée en maintenance régulière ou spécialisée.

Dans le cas des ouvrages en terre armée, il se limite à l'entretien courant et consiste essentiellement à :

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

Les réparations ont pour but de remettre un ouvrage en état de service. Elles sont à définir au coup par coup, selon la nature et la cause des incidents constatés. Elles peuvent consister à :

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

2.8 Domaine d'application de mur en terre armée

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

2.8.1 Ouvrages ferroviaires

Des massifs de soutènement en terre armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro. Ces applications font appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, à l'exception de quelques dispositions constructives spécifiques[1].

Le dimensionnement des soutènements est adapté pour satisfaire aux exigences accrues en termes de surcharge et de niveau de sécurité, en particulier pour les ouvrages ferroviaires des lignes à grande vitesse. Les structures en terre armée résistent remarquablement bien aux vibrations engendrées par le passage des rames.



FIGURE 2.29 Ouvrages ferroviaires.

2.8.2 Ouvrages routiers

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

Les principales utilisations concernent :

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



FIGURE 2.30 Ouvrages routiers

2.8.3 Ouvrages industriels et protection

La technique de la terre armée a été utilisée pour répondre aux besoins d'aménagement des sites industriels[7]. En plus des murs de soutènement traditionnels pour stabiliser les terrains, des solutions spécifiques ont été élaborées pour la construction de silos de stockage de charbon ou de minerai, ainsi que pour les murs de déchargement des postes de criblage et de concassage. Aujourd'hui, on recense plus d'une centaine de murs de déchargement en service dans le monde, parmi les ouvrages en terre armée les plus imposants (2.31).

Les applications industrielles présentent plusieurs caractéristiques :

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



FIGURE 2.31 Ouvrages industriels et protection .

2.8.4 Ouvrages fluvial ou maritime

De nombreux projets sont réalisés en site fluvial ou maritime, offrant une grande diversité d'applications. Plusieurs raisons motivent ce choix pour un maître d'ouvrage(2.32).

Les applications industrielles se distinguent par plusieurs caractéristiques :

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

— Excellente résistance aux variations thermiques.



FIGURE 2.32 Ouvrages hydrauliques.

2.9 Conclusion

La revue générale sur la terre armée présentée dans ce chapitre explore en profondeur les principes, les composants et les processus associés à cette technique de construction. Elle retrace l'évolution historique de la terre armée jusqu'à son adaptation moderne, mettant en lumière sa continuité de développement pour répondre aux besoins actuels de l'ingénierie civile. En analysant les éléments constitutifs tels que le renforcement par géo-synthétiques et les armatures métalliques, ainsi que les remblais et les parements, cette étude souligne l'importance cruciale de chaque composant pour assurer la stabilité et la durabilité des structures. Malgré ses nombreux avantages en termes de flexibilité de conception, de résistance et d'économie, la terre armée présente également des défis comme les risques de corrosion, les erreurs de conception et d'exécution, ainsi que les exigences élevées en matière d'exploitation et de maintenance. Toutefois, son large champ d'application dans divers secteurs tels que les infrastructures routières, ferroviaires, hydrauliques, industrielles et de protection démontre son potentiel et son efficacité. En conclusion, cette étude souligne l'importance d'une mise en œuvre précise et d'une gestion attentive pour maximiser les avantages de la terre armée tout en minimisant ses inconvénients, garantissant ainsi la création de structures durables et sécurisées pour les générations futures.

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

3.1 Introduction

Les structures en terre armée reposent sur des matériaux composites qui fonctionnent grâce aux interactions locales progressives entre le sol et les éléments de renforcement. Le comportement de ces structures est compris à travers des études de modèles réduits, des essais sur des structures à taille réelle, des tests en laboratoire tels que les essais d'extraction et de cisaillement direct, ainsi que des calculs numériques. Ces études se sont principalement concentrées sur les structures renforcées avec des armatures métalliques, ce qui a permis de comprendre leurs mécanismes de fonctionnement et de développer les méthodes de conception actuelles basées sur la théorie de la poussée des terres et l'équilibre local (NF P94.270-2009, A.A.S.H.T.O-2007, BS8006, F.H.W.A-2001).

Les critères de stabilité d'un mur en terre armée sont fortement influencés par des facteurs tels que la géométrie, les propriétés mécaniques du sol, les matériaux de renforcement et l'interaction entre le sol et le renforcement. La stabilité est généralement vérifiée par l'analyse de la stabilité globale, externe, interne et mixte.

3.2 Principe de la terre armée

La technologie Terre Armée repose sur le frottement entre le remblai et les armatures. Ce frottement génère des forces de traction dans les armatures, conférant à l'ensemble une cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures. Le frottement crée des contraintes de cisaillement à la surface des armatures, entraînant une variation continue des efforts de traction dans celles-ci.

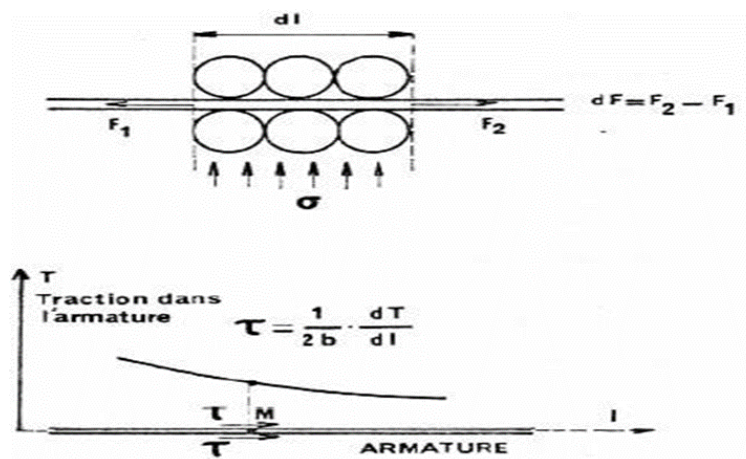


FIGURE 3.1 Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement exercée par le sol sur l'armature

Pour analyser le comportement mécanique de cette interaction entre le sol et les armatures, on peut comparer le comportement d'un échantillon de sol armé avant et après sa rupture lors d'essais d'expansion latérale dans un appareil triaxial. Pour ces essais, on suppose que les échantillons de sol sont initialement dans un état précontraint [?].

Dans les sols non-cohérents, l'augmentation de la contrainte entraîne une diminution de l'indice de vide critique et de la déformation relative du sol (ε) par rapport à la déformation relative de l'armature. La contrainte horizontale tend alors vers :

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

Où :

(γ) : est le poids unitaire du sol.

(H) : la hauteur du remblai.

La contrainte horizontale (σ_h) dépend, quant à elle, 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.

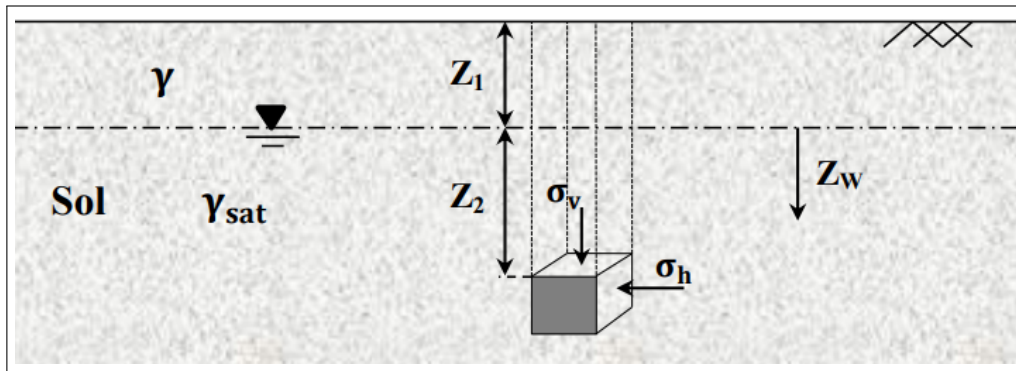


FIGURE 3.2 Coefficient K_0 de pression latérale des terres au repos.

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

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

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2}\right) \quad (3.5)$$

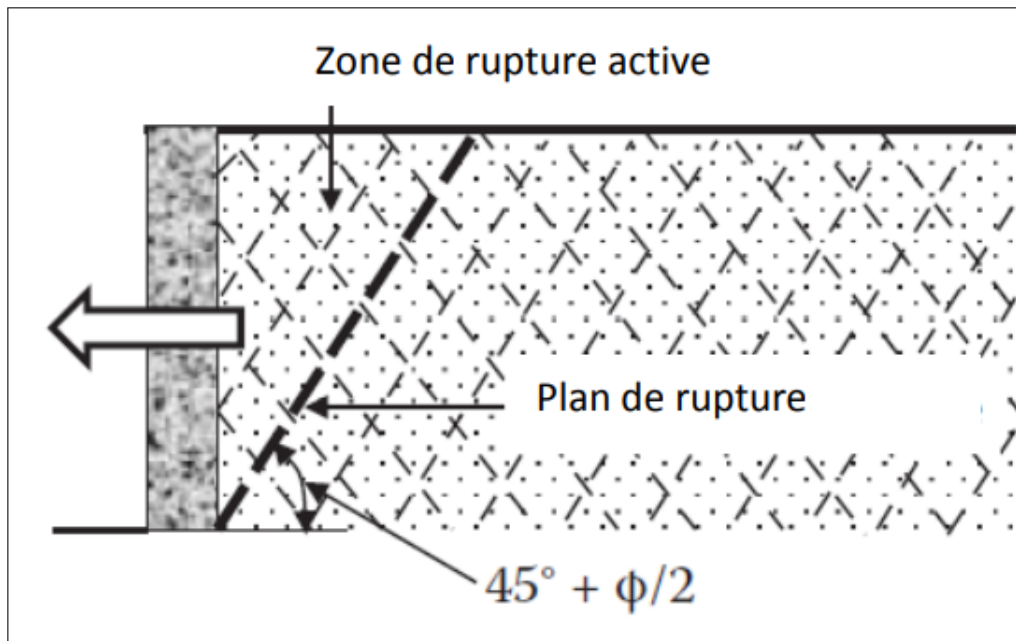


FIGURE 3.3 Coefficient de poussée K_a .

3.3 Frottement sol – armature

Notre compréhension du frottement dans les structures en Terre Armée repose largement sur une multitude d'essais de traction d'armatures réalisés sur des ouvrages réels et des modèles réduits. Bien que ces essais ne reproduisent pas parfaitement le comportement réel de la Terre Armée, ils fournissent des données précieuses sur les lois de mobilisation du frottement.

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.

Cette méthode d'essai ne permet pas de déterminer les valeurs réelles du coefficient de frottement. En effet, la composante verticale de la contrainte réelle appliquée sur l'armature reste inconnue. Par conséquent, on définit un coefficient de frottement apparent moyen (f^*), calculé en divisant la contrainte de cisaillement mesurée (τ) par la contrainte verticale résultant du poids des terres.

$$\sigma_v = \gamma \cdot H$$

3.4. FACTEUR INFLUANT SUR LA PERFORMANCE ET LE COMPORTEMENT DE LA TERRE ARMÉE

Soit :

$$f^* = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{T}{2bl\gamma H} \quad (3.6)$$

Où :

- T : est l'effort de traction appliqué sur l'armature.
- b et l : sont respectivement la largeur et la longueur de l'armature.
- σ : Poids volumique du sol.
- H : hauteur du remblai au-dessus de l'armature.

3.4 Facteur influant sur la performance et le comportement de la terre armée

Les sols renforcés sont influencés par un large éventail de facteurs qui déterminent leurs propriétés et affectent de manière significative leurs performances et leur comportement :

3.4.1 Le sol

L'impact du type de sol sur le comportement du sol renforcé dans les projets de génie civil est influencé par ses caractéristiques, les conditions de charge et les exigences de performance. Les propriétés telles que la force, la cohésion, la densité, la perméabilité, l'uniformité et l'expansion du sol jouent un rôle crucial. Renforcer un sol fragile ou non compact améliore sa résistance et stabilité, ainsi que ses propriétés géotechniques. Il est crucial de choisir le bon type de sol et de concevoir un système de sol renforcé adapté pour assurer la performance à long terme des projets de génie civil.[16]

Taille des particules

Le choix de la taille des particules du sol est essentiel pour réussir les structures de sol renforcé, assurant un bon drainage, une durabilité et une stabilité. Les sols granulaires homogènes, grâce à leur bon drainage et leur comportement élastique, facilitent une construction rapide sans mouvements différés.

En revanche, les sols mous présentent des défis, notamment un mauvais drainage et un transfert de contraintes retardé, ce qui peut ralentir la construction et entraîner des mouvements post-construction dus à leur comportement viscoélastique ou viscoplastique.

Graduation

La granulométrie fait référence à la distribution de la taille des particules dans un sol. Les sols bien calibrés contiennent une variété de tailles de particules et offrent généralement une meilleure stabilité et une densité plus élevée. Alors que les sols mal calibrés peuvent provoquer des vides et une densité insuffisante.

Contenu des matériaux

Le contenu des matériaux dans le sol comprend le pourcentage de matières organiques, de minéraux et de sels solubles. Un sol contenant une proportion élevée de matières organiques peut être sujet à la décomposition, ce

3.4. FACTEUR INFLUANT SUR LA PERFORMANCE ET LE COMPORTEMENT DE LA TERRE AR

qui affecte sa stabilité à long terme, tandis que certains minéraux peuvent accélérer la corrosion des éléments de renforcement.

3.4.2 Etat du sol

L'état du sol décrit les conditions physiques et environnementales actuelles du sol, ce qui est essentiel pour évaluer sa performance sous différentes charges et utilisations.

Densité

La densité est une mesure de la masse par unité de volume. Elle est exprimée en termes de densité apparente (densité d'un sol non compacté) et de densité sèche (après séchage à 105°C pour éliminer l'eau). Elle influence la relation contrainte-déformation dans les sols. Les sols de densité élevée augmentent leur capacité portante et leur résistance à la déformation [3], et se comportent de manière plus stable sous l'effet des charges appliquées.

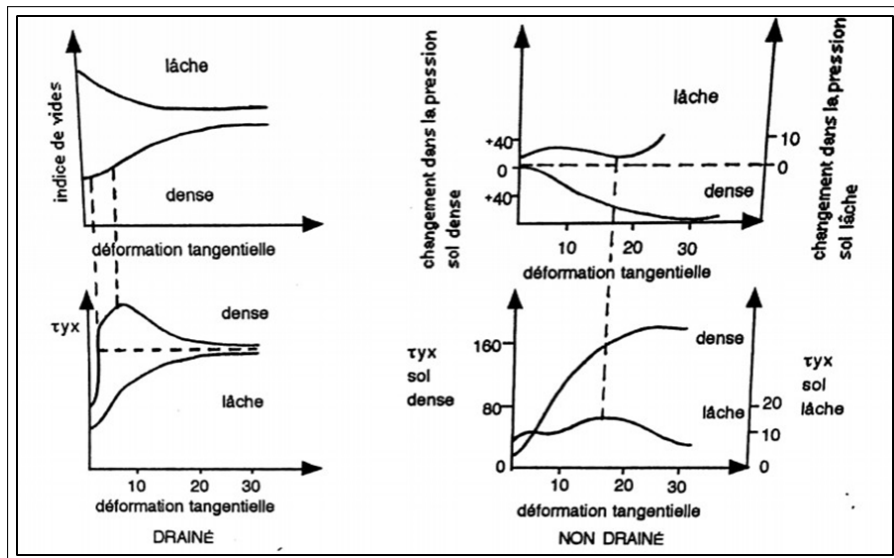


FIGURE 3.4 Relation contrainte-déformation d'un sol granuleux [3]

Degré de saturation

Le taux de saturation est le rapport du volume d'eau dans les pores du sol au volume total des pores, exprimé en pourcentage.

Un sol complètement saturé a un taux de saturation de 100%, tandis qu'un sol sec a un taux de saturation de 0%. Le taux de saturation affecte la perméabilité, la compressibilité et la résistance du sol. Il est déterminé par des tests de laboratoire qui mesurent la teneur en eau et la porosité du sol.

Surcharge ou pression verticale

La charge ou la pression verticale dans le sol fait référence à la pression exercée par les charges situées au-dessus d'un point donné, y compris le poids propre du sol et toute charge appliquée. Cette pression affecte la densité, la déformation et la résistance au cisaillement du sol [11]. Les calculs de la charge verticale sont essentiels pour la conception des fondations et des structures géotechniques, et des charges élevées peuvent nécessiter des techniques de renforcement spécifiques pour garantir la stabilité.

La figure 3.6 illustre l'effet de la pression verticale sur la résistance à la traction du renforcement. Le coefficient de frottement apparent diminue avec l'augmentation de la pression verticale.

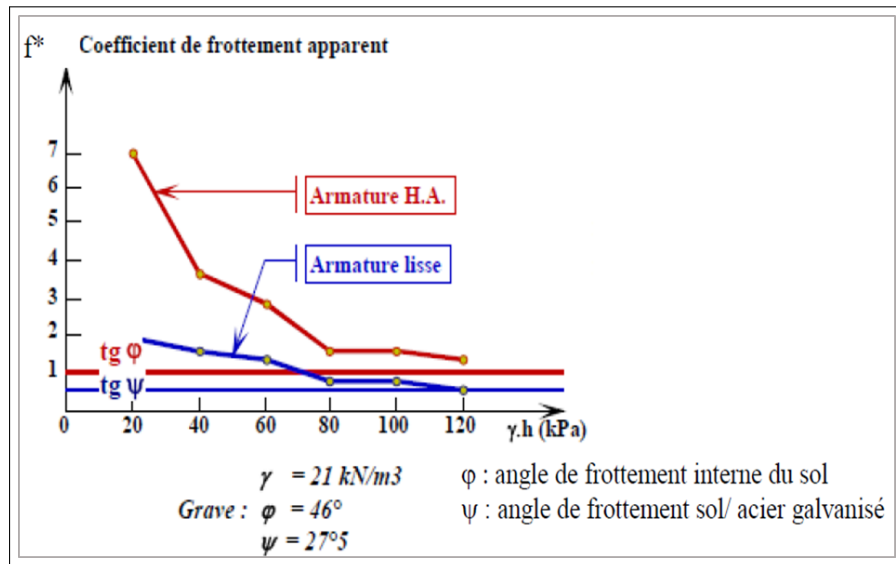


FIGURE 3.5 Résultats force-déplacement des essais de cisaillement sur un sable dense avec et sans renforcement [11].

3.4.3 Armatures

Lorsque les armatures sont insérées dans le sol et alignées dans l'arc de déformation de traction, elles altèrent l'état de déformation qui se produirait autrement. En empêchant la formation de ruptures continues à travers le sol, elles améliorent sa rigidité et sa résistance au cisaillement. La figure 3.6 présente les résultats des essais de cisaillement sur un sable dense, avec et sans renforcement [11].

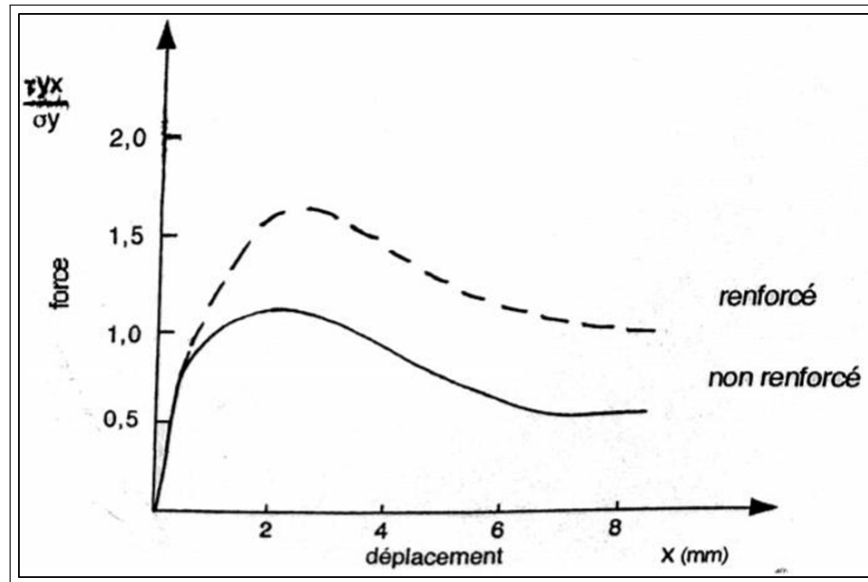


FIGURE 3.6 Résultats force-déplacement des essais de cisaillement sur un sable dense avec et sans renforcement [11].

Il est observable à partir de cette figure que les armatures n'ont pas d'effet initial ; leur influence se manifeste uniquement après leur déformation. Lorsque le sol se déforme, il génère une force pour résister au cisaillement, entraînant également une déformation des armatures. Cela conduit à une augmentation supplémentaire de la résistance dans la terre armée. Cette résistance augmente jusqu'à atteindre une limite, au-delà de laquelle l'augmentation reste constante avec un déplacement de cisaillement supplémentaire.

La forme

La forme des armatures est cruciale pour leur performance dans le renforcement du sol, variant selon le matériau et les exigences du projet. Les formes courantes incluent :

- **Feuilles** : Flexibles, épousent les contours du sol.
- **Barres** : Offrent une résistance accrue pour un soutien structurel robuste.
- **Bandes** : Utiles pour renforcer de grandes surfaces.
- **Grillages** : Améliorent l'adhérence et la résistance au cisaillement grâce à une surface de contact étendue.
- **Ancrages** : Assurent une fixation ferme des armatures dans le sol

Le choix de la forme dépend des exigences spécifiques du projet, de la nature du sol, et des charges à supporter.

Propriétés des surfaces

Les propriétés des surfaces des armatures sont essentielles pour leur efficacité. Un coefficient de frottement élevé entre l'armature et le sol assure une bonne adhérence et transmission des charges 3.7. Ainsi, une surface rugueuse est préférable :

3.4. FACTEUR INFLUANT SUR LA PERFORMANCE ET LE COMPORTEMENT DE LA TERRE ARMÉE

- **Surface rugueuse** : Améliore le frottement et la liaison avec le sol, augmentant la résistance au cisaillement. Cela peut être obtenu par l'application de sable ou par la création de stries, de nervures, ou de bosses.
- **Grillage** : La rugosité de surface a peu d'effet sur la résistance à l'arrachement, car l'adhérence est principalement due à la pénétration des particules de sol à travers le grillage.

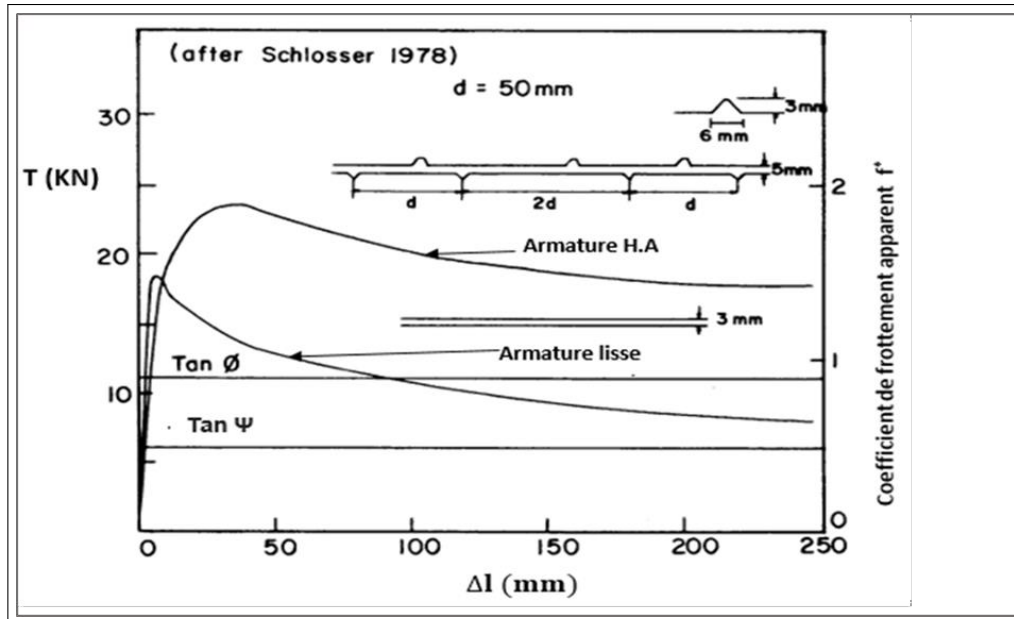


FIGURE 3.7 Influence de l'état de surface sur le coefficient de frottement apparent [20].

En résumé, les propriétés des surfaces des armatures, telles que leur rugosité, jouent un rôle crucial dans leur performance en assurant une adhérence adéquate avec le sol et en améliorant leur capacité à résister au cisaillement.

Dimensions

Les dimensions des armatures jouent un rôle crucial dans la conception et l'efficacité du renforcement du sol. Elles doivent être adaptées aux conditions spécifiques du site, en tenant compte de la forme, de la résistance, et de l'espacement. Les points clés incluent :

- **Épaisseur et largeur** : Dépendent de la charge à supporter et des propriétés du sol. Des armatures plus épaisses sont nécessaires pour les sols plus meubles ou les charges plus lourdes.
- **Longueur** : Déterminée par la profondeur nécessaire pour le renforcement et la distance entre les points d'ancrage.
- **Espacement** : Un espacement approprié évite les interférences et maximise l'efficacité du renforcement. Un espacement trop grand compromet la capacité de support, tandis qu'un espacement trop petit peut entraîner un gaspillage de matériaux et des difficultés d'installation.

Rigidité

La rigidité des armatures est essentielle pour leur performance dans le renforcement du sol, en référence à leur capacité à maintenir leur forme et à résister à la déformation sous les charges appliquées. Les facteurs clés qui influencent la rigidité comprennent le matériau utilisé, les dimensions de l'armature et sa géométrie. Par exemple, l'acier est réputé pour sa rigidité élevée, favorisant une forte résistance aux contraintes. Les armatures plus épaisses et plus larges tendent à être plus rigides et résistantes à la déformation. De plus, la géométrie de l'armature, telle que la présence de nervures ou de rainures, peut renforcer sa rigidité structurelle.

3.4.4 Distribution des armatures

Orientation

L'orientation des armatures dans le sol est une considération cruciale pour garantir l'efficacité du renforcement. Les armatures doivent être positionnées de manière à suivre les directions principales de déformation du sol. Cela garantit qu'elles peuvent résister efficacement aux contraintes de cisaillement et de compression. Une orientation incorrecte peut compromettre la capacité du renforcement à supporter les charges ou à prévenir la déformation excessive du sol.

L'espace

L'espace entre les armatures est un autre aspect crucial de la distribution des armatures. Un espace approprié est nécessaire pour éviter les interférences entre les armatures et pour garantir une répartition uniforme des charges dans le sol renforcé. Trop denses, les armatures pourraient se chevaucher et compromettre leur efficacité, tandis qu'un espace trop large pourrait affaiblir le renforcement.

3.4.5 Construction

Géométrie de la structure

La géométrie de la structure fait référence à la forme, à la disposition et à la configuration spatiale des éléments constitutifs des structures en terre telles que les barrages, les digues et les murs de soutènement. Une géométrie bien conçue est essentielle pour garantir la stabilité, la solidité et l'esthétique d'une structure. Elle est influencée par divers facteurs tels que les charges appliquées, les matériaux de construction, les contraintes du site et les considérations architecturales. Ces structures nécessitent souvent des géométries spécifiques pour s'adapter aux conditions géologiques et environnementales environnantes.

Compactage

Le compactage est une étape essentielle dans la construction des structures géotechniques. Son objectif principal est d'augmenter la densité et la résistance du sol en réduisant les vides à l'intérieur. Cela améliore la portance, la stabilité et la résistance du sol à l'effort tranchant. Les méthodes de compactage courantes incluent le compactage statique, dynamique et vibratoire, chacune adaptée à des types de sol spécifiques. Le

contrôle de la qualité est crucial pour vérifier la densité du sol compacté, et des mesures environnementales doivent être prises pour minimiser les impacts sur l'environnement.

3.5 Dispositions constructives générales (pré-dimensionnement)

3.5.1 Selon la norme NF P 94-220

Généralités

Les remblais armés sont des matériaux flexibles, ce qui leur permet de supporter des déformations, notamment des tassements différentiels. Les techniques de construction et la technologie utilisées pour les composants de l'ouvrage (comme le parement et les lits de renforcement) ne doivent pas entraver cette capacité lorsqu'elle est nécessaire. Par exemple, en présence de fondations hétérogènes, il peut être nécessaire d'incorporer des coupures dans le parement. Les déformations admissibles des ouvrages associés doivent être compatibles avec les déformations survenant après leur construction.

Fiche

la profondeur d'encastrement D est un paramètre essentiel pour la conception des ouvrages en terre armée, permettant de garantir leur stabilité face aux différents risques environnementaux et géotechniques. Les recommandations de l'AASHTO offrent un point de départ fiable pour le pré-dimensionnement, mais doivent être adaptées aux conditions spécifiques de chaque projet.

Selon les recommandations de l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) de 2017, les valeurs minimales de la profondeur d'encastrement sont fournies pour différentes conditions de site et types de sol. Ces valeurs sont présentées dans le tableau 4.9 de la norme :

TABLEAU 3.1 Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017)

Pente en face de la structure		Fiche minimale
2*Horizontal	Murs	$H/20.0$
	Culée de pont	$H/10.0$
3.0H : 1.0V	Murs	$H/10.0$
2.0H : 1.0V	Murs	$cH/7.0$
1.5H : 1.0V	Murs	$H/5.0$

Les ouvrages doivent comporter une fiche D supérieure à la fiche minimale D_m , définie en fonction de la contrainte de référence q_{re} calculée sous l'ouvrage, avec une valeur minimale de 0,40 m 3.2.

TABLEAU 3.2 Rapport D_m/q_{ref} en fonction de la pente β_p du terrain à l'aval.

Pente du terrain aval	$D_m/q_{ref}(m/kPa)$
$\beta_p = 0^\circ$	1.510^{-3}
$\beta_p = 18^\circ$	3.010^{-3}
$\beta_p = 27^\circ$	4.510^{-3}
$\beta_p = 34^\circ$	6.410^{-3}

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

Longueur des lits de renforcement

La dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical en remblai armé est généralement voisine de 0,7 Hm.

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

Ainsi chaque changement de longueur entre lits de renforcement consécutifs dans l'ouvrage est limité à la plus grande des deux valeurs : 0,15 H m et 1m. La longueur minimale est de 0,4 H m en pied et n'est pas inférieure à 0,5 H m en moyenne pour un mur à parement vertical.

Espacement des lits de renforcement

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

TABLEAU 3.3 Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m

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

3.6 Les mécanismes de rupture des ouvrages en Terre Armée :

3.6.1 Ruptures dues à la Stabilité interne

Rupture par défaut d'adhérence

La rupture par défaut d'adhérence se produit lorsque le coefficient de frottement entre le sol et les armatures est mal estimé, rendant ces dernières incapables de supporter l'effort de traction auquel elles sont soumises. Les armatures glissent alors par rapport au sol, entraînant de grandes déformations dans l'ouvrage qui évoluent progressivement jusqu'à la rupture.

Rupture par cassure des armatures

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

3.6.2 Ruptures dues à la Stabilité externe

Les ruptures dues à la stabilité externe sont des phénomènes qui affectent les structures de soutènement, considérées comme des murs poids. Ces ruptures font appel aux phénomènes et théories classiques de la mécanique des sols. Trois modes de rupture principaux peuvent être définis (figure 3.9) :

Glissement

Ce mode de rupture se produit lorsque la poussée exercée par le sol retenu dépasse la pression résultant du poids propre de la structure renforcée. Le glissement peut être aggravé par plusieurs facteurs 3.8 :

- Mauvaises conditions de drainage qui augmentent la pression interstitielle.
- Sol de fondation de faible résistance au cisaillement.
- Amélioration de la base par compactage ou utilisation de matériaux de meilleure qualité.
- Installation de systèmes de drainage pour réduire la pression d'eau.

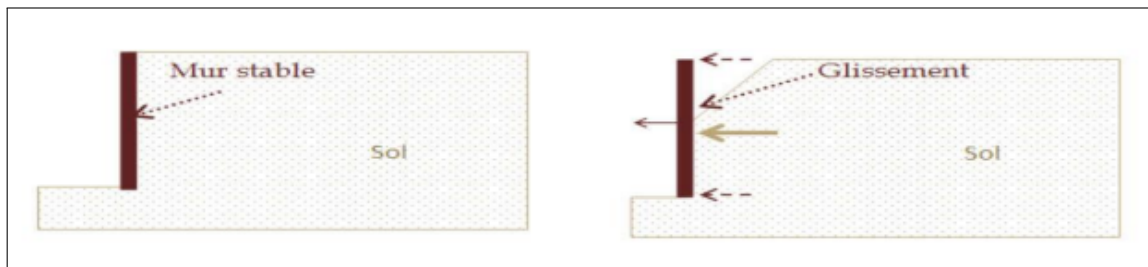


FIGURE 3.8 Influence de glissement sur le mur.

Renversement

Le renversement est provoqué par la pression latérale du sol retenu 3.9, créant un moment qui tend à faire basculer la structure autour de son bord inférieur. La stabilité contre le renversement est principalement assurée par la largeur de la base de la structure.

- Hauteur de mur importante par rapport à la base.
- Forces sismiques ou dynamiques importantes.
- Charges asymétriques appliquées sur la structure.
- Ancrage du mur dans des sols plus profonds et plus stables.
- Réduction des charges sur le mur ou redistribution de celles-ci.

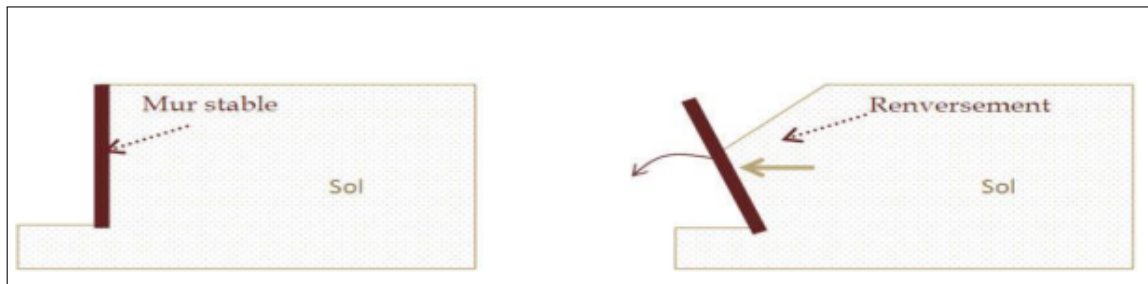


FIGURE 3.9 Influence de renversement sur le mur.

Poinçonnement

Ce mode de rupture se produit lorsque la pression exercée par les charges appliquées sur le remblai renforcé, en plus de son poids propre, dépasse la capacité portante du sol de fondation. Le poinçonnement 3.10 est souvent localisé et peut entraîner des déformations importantes de la structure.

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

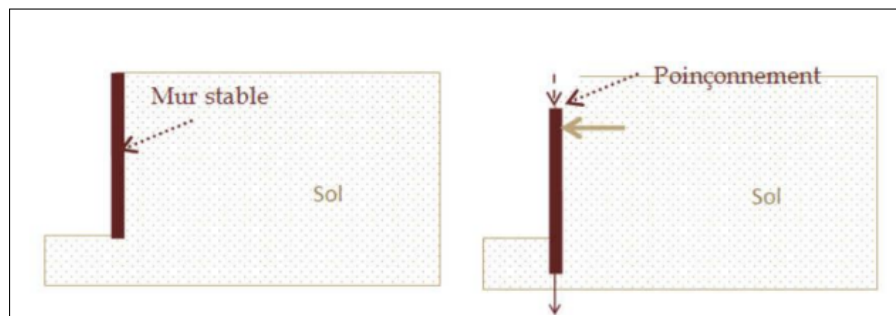


FIGURE 3.10 Influence de poinçonnement sur le mur.

3.6.3 Analyse de la stabilité interne

Fonctionnement

Dans un massif en Terre Armée, l'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques révèle l'existence d'un point où l'effort de traction est maximal, désigné par TM (tm). Ce point se situe généralement à une certaine distance du parement supérieur du mur et est plus proche du parement en profondeur, comme illustré dans la Figure 9. En reliant tous ces points, on obtient une courbe appelée ligne des tractions maximales. Cette ligne divise le massif en deux zones distinctes 3.11 :

- **Zone active** : se trouve à proximité du parement, où la contrainte tangentielle (τ) (de cisaillement) exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement.
- **Zone résistante** : dans cette zone la contrainte tangentielle (τ) est orientée vers l'intérieur et le sol a la propulsion à retenir les armatures.

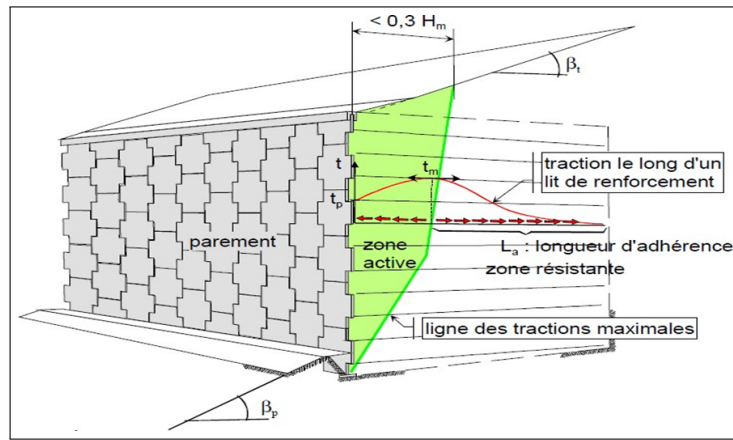


FIGURE 3.11 Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée [18].

La contrainte tangentielle exercée par le sol est égale à 3.13 :

$$\tau = \frac{dT}{dL} \frac{1}{2b} \quad (3.7)$$

Avec :

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

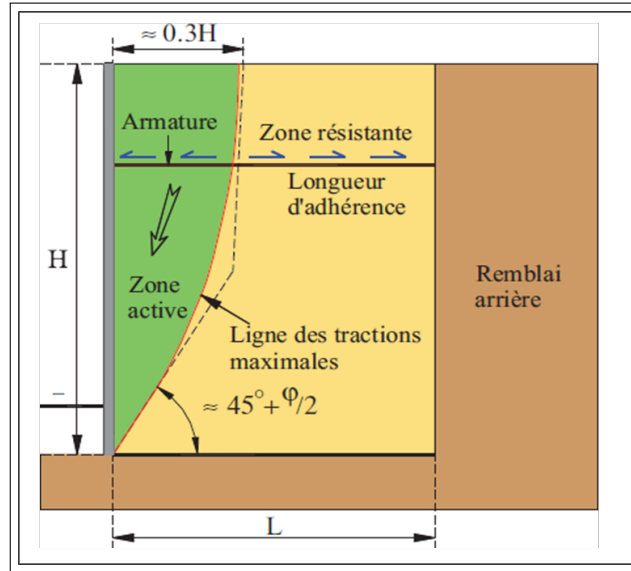


FIGURE 3.12 Fonctionnement interne d'un mur en terre armée [13].

Dimensionnement

Le dimensionnement interne, qui consiste à sélectionner les types, le nombre et la répartition des éléments de renforcement à l'intérieur du massif armé, est crucial. Il est justifié à l'état limite ultime, spécifiquement pour chaque lit de renforcement, en tenant compte des critères de résistance et d'adhérence. On évalue la traction dans chaque lit de renforcement envisagé, tant au niveau du parement qu'au maximum.

• Détermination de l'effort de traction maximal T_{max}

L'effort de traction maximal, ou T_{max} , représente la force maximale exercée le long des armatures métalliques dans un massif en Terre Armée. Il est déterminé en analysant la répartition des contraintes le long des armatures, en identifiant le point où la traction est maximale. Ce point se situe généralement à une certaine distance du parement supérieur du mur et est plus proche du parement en profondeur. Une fois ce point repéré, l'effort de traction y est mesuré pour obtenir la valeur de T_m . La valeur calculée de l'effort de traction maximal (T_m) dans le lit de renforcement considéré par mètre de parement est déterminée par :

$$T_{max} = \sigma_h S_v \quad (3.8)$$

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 :

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq} \quad (3.9)$$

* Calcul de coefficient K

Le coefficient K est influencé par l’extensibilité des renforcements, et il augmente avec la rigidité de ces derniers. Les directives de l’administration fédérale des autoroutes américaines (F.H.W.A) prennent cela en considération et suggèrent une variation de K en fonction de l’extensibilité des renforcements.

Dans le cas des armatures métalliques, selon la norme française NF P 94-220 :

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 \cdot K_a & \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] \text{ Si } : z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 \cdot K_1 & \text{ Si } : z \geq z_0 \end{cases}$$

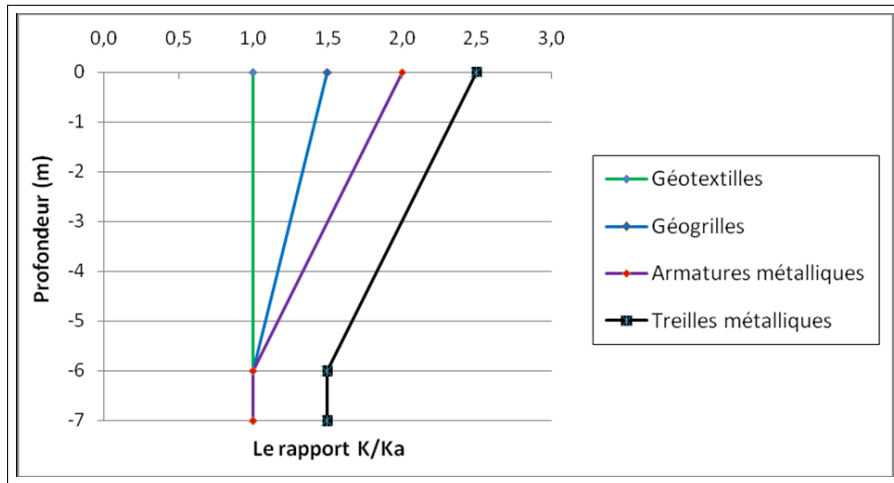


FIGURE 3.13 Variation de K en fonction de l’extensibilité du renforcement. [6].

Avec : z_0 est une profondeur prise égale à 6 m . K_a : est le coefficient de poussée active du remblai du massif renforcé.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right)$$

Ω_1 est un coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement [NF P94-270, 2009]. Pour les armatures métalliques $\Omega_1 = 1$.

* Calcul de contrainte verticale σ_v

La contrainte verticale σ_v à la profondeur z du lit considéré est déterminée en redistribuant les charges provenant de tous les éléments situés au-dessus de ce lit (poids, surcharges, poussée des terres à l’arrière du massif) sur une largeur réduite $L(z) - 2e_x$.

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

Où : R_v la composante verticale de la résultante du calcul des efforts par mètre de parement $L(z)$ la largeur

du massif à la profondeur z ; e est l'excentricité de la résultante des charges; avec :

$$e = \frac{Md(z)}{R_v(z)}$$

* **Calcul de contrainte horizontale σ_h :**

σ_h : la contrainte horizontale dans le remblai renforcé sur un lit d'armature à l'intersection de la ligne de traction maximale.

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v$$

• **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) :

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

Où :

- α_i : coefficient qui dépend de la flexibilité du parement, pour les murs en Terre armée avec des écailles en béton armé [NF P94-270, 2009];
- $\alpha_i = 0.75$ pour les systèmes de parement flexibles;
- $\alpha_i = 0.85$ pour les systèmes de parement semi-flexibles;
- $\alpha_i = 1.00$ pour les systèmes de parement rigides.

Pour les murs en sol renforcé avec des écailles en béton armé, α_i vaut 0.85 entre 0 et $0.6 H_m$ et évolue de 0.85 à 1 entre $0.6 H_m$ et la base du mur (H_m correspond à la hauteur totale du mur).

• **Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement r_f :**

L'effort de frottement r_f mobilisable par mètre de parement dans le lit de renforcement se calcule suivant la formule :

$$r_f = 2 \cdot N \cdot b \cdot L_a \cdot f_c^* \cdot \sigma_v \quad (3.11)$$

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

Le paramètre f_c^* est très important dans l'étude et dans le dimensionnement des murs en Terre Armée. Il caractérise la résistance en frottement le long des armatures en prenant en compte la dilatance du sol.

Le frottement réel le long des armatures est défini par le coefficient de frottement maximum f qui est égal

à :

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

Où σ_v est la contrainte verticale moyenne appliquée sur l'armature et τ_{\max} la contrainte de cisaillement maximum exercée le long du renforcement. τ_{\max} peut être déterminée par l'effort de traction maximum (T_{\max}) dans un essai d'extraction. L'effort de traction maximum est atteint lorsque le frottement est totalement mobilisé le long de l'armature de longueur L .

• *Détermination de 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.

Justification

La stabilité interne est vérifiée lit par lit. Pour chaque lit d'armatures, il est essentiel de s'assurer que les tractions maximales et les tractions au niveau du parement sont inférieures, d'une part, à la résistance au frottement d'interface, et d'autre part, à la résistance caractéristique à long terme de l'armature.

$$T_m < r_f$$

$$T_m < r_c$$

$$T_p < r_a$$

3.6.4 Analyse de la stabilité externe

La stabilité interne est vérifiée lit par lit. Pour chaque lit d'armatures, il est essentiel de s'assurer que les tractions maximales et les tractions au niveau du parement sont inférieures, d'une part, à la résistance au frottement d'interface, et d'autre part, à la résistance caractéristique à long terme de l'armature.

Détermination de contrainte vertical :

La contrainte verticale σ_v à la profondeur z du lit considéré est déterminée en redistribuant les charges provenant de tous les éléments situés au-dessus de ce lit (poids, surcharges, poussée des terres à l'arrière du massif) sur une largeur réduite $L(z) - 2e_x$, est calculée par la formule de Meyerhof dans la norme NF P 94-270 – 2009 :

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

Où : R_v la composante verticale de la résultante du calcul des efforts par mètre de parement $L(z)$ la largeur du massif à la profondeur z ; e est l'excentricité de la résultante des charges; avec :

$$e = \frac{Md(z)}{R_v(z)} \quad (3.15)$$

- 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).

Détermination des pressions des terres

Généralité sur les méthodes des calculs

Méthodes de calcul classiques

Les méthodes classiques de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement reposent sur l'analyse de la distribution des contraintes dans le sol et de l'interaction entre le sol et l'écran. Ces méthodes, bien que simplifiées par rapport aux approches par éléments finis, offrent une solution pratique et rapide pour l'évaluation préliminaire de la stabilité des murs de soutènement. Le comportement du sol est défini par deux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol : le frottement et la cohésion du massif.

a. Méthode de Coulomb (1776)

La théorie de Coulomb, développée en 1776 par Charles-Augustin Coulomb, est une méthode classique pour le calcul des pressions latérales exercées par les terres sur les structures de soutènement[19]. Elle repose sur des hypothèses simplifiées et permet d'estimer la poussée (pression active) ou la butée (pression passive) maximale sur un mur3.14.

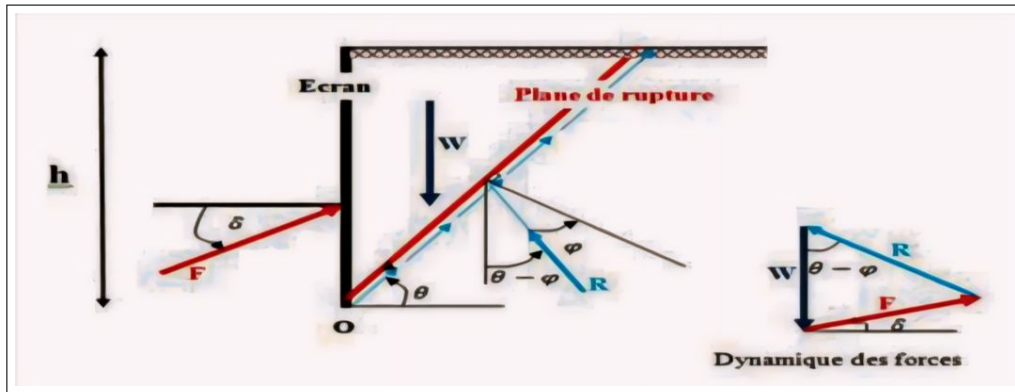


FIGURE 3.14 Équilibre du coin coulomb.

Les hypothèses principales de la théorie de Coulomb 3.15 sont les suivantes :

- Le sol est homogène, isotrope et sans cohésion.
- Le mur de soutènement est rigide et vertical.
- La surface de rupture plane est inclinée vers l'arrière du mur.
- L'angle de frottement interne (φ) du sol est connu.
- L'angle d'interface (δ) entre le sol et le mur est connu.
- La surface du sol est horizontale et sans surcharge.

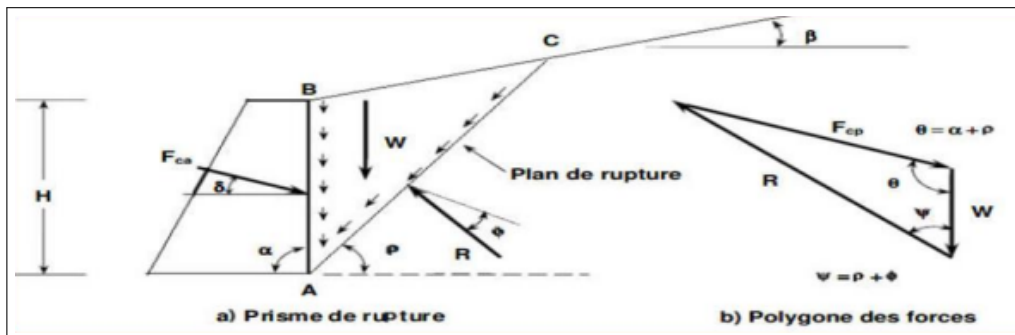


FIGURE 3.15 Hypothèses de Coulomb.

Détermination des forces de poussée et de butée par la méthode de Coulomb (1776)

Cas de pression active des terres (la poussée)

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

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 \quad (3.16)$$

- α : La densité volumique du sol.
- H : est la hauteur du mur.

Où :

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cos(\delta + \varphi) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (3.17)$$

- θ : est l'angle d'inclinaison du mur par rapport à l'horizontale.
- β : est l'angle d'inclinaison du talus du remblai par rapport à l'horizontale.
- δ : est l'angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol.

La surface de rupture critique pour le cas actif est obtenue en résolvant l'équation suivante pour α_A :

$$\alpha_A = \varphi + \arctan\left(\frac{\tan(\varphi - \beta) + C_1}{C_2}\right)$$

$$C_1 = \sqrt{(\tan(\varphi - \beta))^* [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \theta)^* \cot(\varphi - \theta)]}$$

$$C_2 = 1 + (\tan(\delta + \theta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)])$$

Cas de pression passif des terres (la butée)

Pour un sol sans cohésion, la butée passive (P_p) exercée sur un mur de hauteur H peut être calculée par la formule suivantes :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (3.18)$$

Où : K_p est le coefficient de butée passive, donné par :

$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cos(\delta - \varphi) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (3.19)$$

La surface de rupture critique pour le cas passif est obtenue en résolvant l'équation suivante pour α_p :

$$\alpha_p = \varphi + \arctan\left(\frac{\tan(\varphi - \beta) + C_3}{C_4}\right)$$

$$C_3 = \sqrt{(\tan(\varphi + \beta))^* [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta)^* \cot(\varphi + \theta)]}$$

$$C_4 = 1 + (\tan(\delta - \theta) [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)])$$

Distribution de la poussée et de la butée

La théorie de Coulomb ne fournit pas explicitement la distribution de la poussée ou de la butée le long du mur. Cependant, pour les surfaces de remblai horizontales sans surcharge, la distribution de la poussée est supposée être triangulaire, avec un point d'application à $H/3$ de la base du mur.

Limitations de la théorie de Coulomb

La théorie de Coulomb présente plusieurs limitations, notamment :

- Elle ne prend pas en compte la cohésion du sol.
- Elle suppose un mur rigide et une surface de rupture plane.
- Elle ne considère pas l'interaction sol-structure.
- Sa précision peut être limitée pour des sols non homogènes ou des géométries complexes.

b. Méthode de Rankine (1857)

La méthode de Rankine, développée en 1857 par William John Macquorn Rankine, est une autre méthode classique utilisée pour estimer la pression des terres sur les murs de soutènement. Elle repose sur l'hypothèse d'un état de plasticité limite dans le sol derrière le mur.

Hypothèses de la méthode de Rankine

- Le sol est homogène, isotrope et sans cohésion (similaire à la théorie de Coulomb).
- Le mur de soutènement est lisse et vertical.
- Le sol se comporte comme un matériau à frottement interne constant (angle φ).
- Le poids propre du sol est le seul facteur contribuant à la pression des terres.
- Une surface de rupture plane inclinée vers l'arrière du mur (plan de glissement) est supposée.

La méthode de Rankine analyse l'équilibre des forces dans un coin de sol délimité par le mur, la surface de rupture plane, et une surface verticale imaginaire s'étendant à l'infini dans le sol [3.16](#) (coin de Rankine).

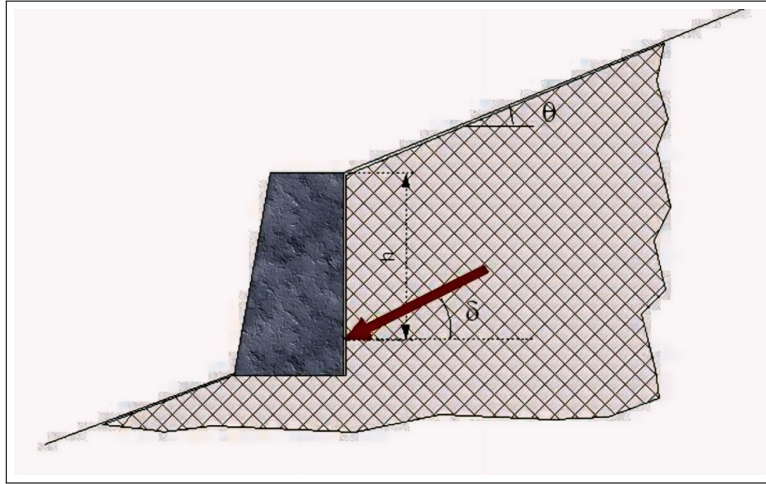


FIGURE 3.16 Equilibre de Rankine .

Cas de la poussée active

Pour le cas de la poussée active, on considère que le coin de sol est sur le point de glisser vers le bas le long de la surface de rupture. La méthode de Rankine permet de calculer la pression maximale exercée par le sol sur le mur (poussée active), il a exprimé comme suit :

$$P_a = K_a \cdot \sigma_v'^2 - 2C_H \sqrt{K_a} \quad (3.20)$$

$$\sigma_a' = K_a \cdot \sigma_v' + \sqrt{2CK_a} \quad (3.21)$$

Où :

- K_a est le coefficient de poussée.
- σ_v' est la contrainte effective verticale.

Lorsque les plans de contraintes principales sont verticaux et horizontaux (comme dans le cas d'un mur de soutènement lisse et vertical maintenant un remblai horizontal), le coefficient de poussée (k_a) est donné par la formule suivante :

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour le cas d'un remblai pulvérulent incliné d'un angle β par rapport à l'horizontal, une infinité de solutions peuvent être utilisées pour calculer K_A [Terzaghi, 1943 ; Taylor, 1948], comme :

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

Sous des conditions passives, la théorie de Rankine prédit les pressions du mur données par la formule suivante :

$$P_p = k_p \cdot \sigma_v' + 2C_H \sqrt{k_p}$$

Où K_p est le coefficient de butée donné par :

$$k_p = \frac{\cos \beta \left(\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi} \right)}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Pour les murs lisses et verticaux retenant un remblai horizontal, KP devient :

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

c. Méthode de Boussinesq (1882)

La théorie de Boussinesq, développée en 1882 par Joseph Boussinesq, est une solution analytique basée sur la théorie de l'élasticité pour calculer la distribution des contraintes dans un massif semi-infini soumis à une charge ponctuelle à la surface. Elle a ensuite été étendue à des charges uniformément réparties sur des surfaces rectangulaires, circulaires ou elliptiques.

Dans le contexte de la poussée des terres, Boussinesq a apporté une amélioration significative à la théorie de Rankine en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et le mur de soutènement.

La théorie de Boussinesq pour la poussée des terres repose sur les hypothèses suivantes :

- Le sol est un milieu élastique homogène et isotrope.
- Le mur de soutènement est rigide et indéformable.
- Le sol se déforme uniquement sous l'effet de la poussée des terres.
- La surface de rupture du sol est plane et inclinée vers l'arrière du mur.

Dans la méthode de la poussée des terres selon Boussinesq, inspirée par les principes de Rankine, deux éléments clés sont conservés :

1. Obliquité constante des contraintes .
2. Répartition triangulaire des contraintes.

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

Sur un ouvrage en terre armée, les efforts de poussée et de butée sont calculés en considérant que la poussée est appliquée à l'arrière du bloc armé avec une inclinaison , dépendant de divers facteurs. En général, pour un remblai pulvérulent situé derrière un ouvrage à parement vertical, en remblai homogène sur fondation homogène, sans talus en tête, la poussée est supposée être inclinée à un angle déterminé par l'expression :

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

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

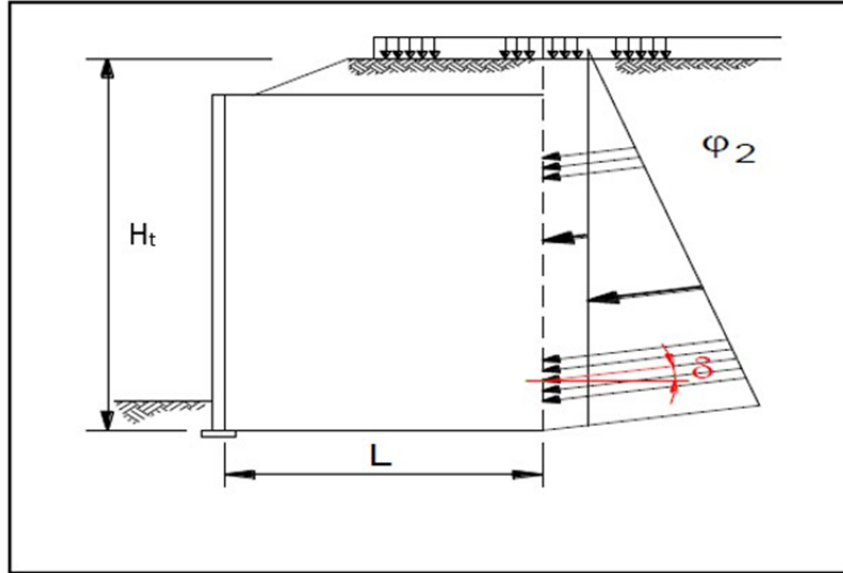


FIGURE 3.17 Poussée à l'arrière d'un mur (Massifs de forme "trapézoïdale")

Pour le mur de soutènement en terre armée c'est plus rare quand on se trouve le cas du butée ; mais si elle invoquée dans la construction leur valeur se détermine par la formule de coulomb :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot h_b^2$$

Justification

La justification de la stabilité externe des murs de soutènement en terre armée suit les mêmes principes que pour tout autre type de mur de soutènement. Les méthodes de dimensionnement les plus utilisées reposent sur des calculs à la rupture, avec l'application de coefficients de sécurité. Les aspects principaux de cette justification comprennent :

- Vérification au glissement à la base.
- Vérification au renversement .
- Vérification de la capacité portante (poinçonnement).

Vérification au glissement à la base

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

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{\sum F_v \cdot \tan \delta + B \cdot C'}{\sum F_H} \geq 1.5 \quad (3.24)$$

Où :

- $\sum F_v$: Forces stabilisantes,
- $\sum F_H$: Forces motrices,
- δ : Angle du point d'application de la pression des terres, égal à $\frac{2}{3}\phi$,
- C' : Cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, prise comme $0.67C'$, où C' est la cohésion du sol de fondation,
- B : 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 soit supérieur à 1.5 [?].

$$F_s(\text{renversement}) = \frac{M_s}{M_r} > 1.5 \quad (3.22)$$

À condition :

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

Où :

- M_s : Moments stabilisants, correspondant aux forces verticales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O ,
- M_r : Moments renversants, correspondant aux forces horizontales multipliées par leurs bras de levier par rapport à O .

Vérification de la capacité portante (poinçonnement)

La force de poinçonnement (F_s) est donnée par :

$$F_s = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} \geq 1.5 \quad (3.23)$$

Avec :

$$q_{ult} = c'N_c + 0.5\gamma_f B' N_\gamma + \gamma_f D_f N_q \quad (3.24)$$

où :

- γ_f : Poids volumique du sol de fondation .
- c' : Cohésion du sol de fondation .
- D_f : Profondeur de la base du mur .
- B' : Longueur de la base du mur.

3.7 Conclusion

Après avoir mené cette étude bibliographique sur le comportement des murs de soutènement en terre armée, nous pouvons conclure que ces structures dépendent de l'interaction entre le sol et le renforcement, ce qui offre une force supplémentaire empêchant le glissement des blocs de terre et renforçant la stabilité globale. Les murs de soutènement en terre armée fonctionnent comme des murs massifs, leur stabilité externe étant assurée par le poids du remblai. Les théories classiques comme celles de Coulomb, Rankine et Boussinesq peuvent être parfaitement utilisées pour concevoir ce type de structures, en se basant sur la norme NF94 P 270 qui utilise la théorie de Meyerhof pour calculer les contraintes verticales et garantir un design sûr et efficace. La méthodologie de conception repose sur l'équilibre entre la stabilité interne et externe en utilisant la théorie de la poussée des terres et l'équilibre local, ce qui assure une optimisation du design.

CHAPITRE 4 CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

4.1 Introduction

Ce chapitre présente une étude analytique de la stabilité du mur de soutènement renforcé à l'aide de renforcements métalliques (HA et vérification douce), et se concentre sur l'effet des facteurs principaux tels que la longueur des renforcements et leurs dimensions horizontales, le coefficient de cohésion et l'angle de frottement interne sur la stabilité du mur de soutènement. Il met également en lumière les bases de conception et de calcul abordées dans le troisième chapitre.

4.2 Description du cas de référence

Considérons un mur de soutènement vertical en Terre Armée, d'une hauteur de 10,5m renforcé par l'acier galvanisé et un remblai, ayant les caractéristiques suivants (4.1) :

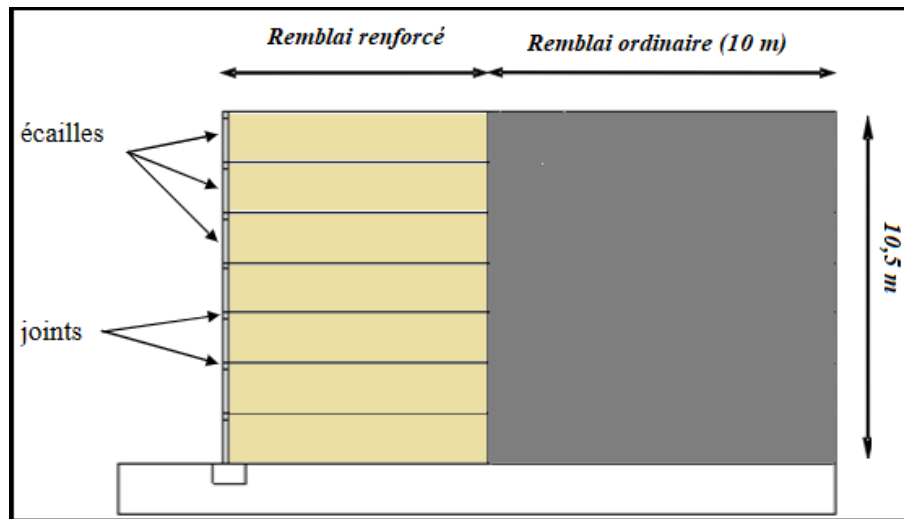


FIGURE 4.1 Mur de soutènement vertical en Terre Armée,

4.3 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.

TABLEAU 4.1 Données du mur soutènement

Remblai de renforcement	Sol soutenu	Sol de fondation	Armatures (acier galvanisé)
$\gamma_1 = 21,8 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_2 = 20,8 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_3 = 18 \text{ kN/m}^3$	$F_y = 450 \text{ MPa}$
$\varphi_1 = 44^\circ$	$\varphi_2 = 41^\circ$	$\varphi_3 = 30^\circ$	$b = 0,005 \text{ m}$
$C_1 = 0,5 \text{ kN/m}^2$	$C_2 = 3 \text{ kN/m}^2$	$C_3 = 20 \text{ kN/m}^2$	$e = 0,004 \text{ m}$
-	-	-	$S_v = S_h = 0,5 \text{ m}$

Les paramètres suivants seront utilisés pour l'analyse :

- Hauteur du mur : $H = 10,5 \text{ m}$.
- Cohésion du sol : $c = 30 \text{ kN/m}^2$.
- Angle de frottement interne du sol : $\varphi = 44^\circ$
- Frottement sol-armature : $\delta = 27.33^\circ$
- Longueur des armatures : $L = 7.5 \text{ m}$
- Espacement vertical des armatures : $S_v = 0.5 \text{ m}$

4.3.1 Calcul des contraintes

Calcul des contraintes verticales

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{44}{2} \right)$$

$$K_a = 0.18$$

Pour $z_1 = 0.25 \text{ m}$

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

$$R_v = \gamma_1 z_1 L$$

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

$$\sigma_{v_1} = \frac{R_{v_1}}{(L - 2e)} = \frac{\gamma_1 z_1 L}{L - 2 \left(\frac{1}{6} K_1 \frac{h^2}{b} \right)}$$

$$\sigma_{v_1} = \frac{21,80,257,5}{7,5 - 2 \left(\frac{1}{6} 0,18 \frac{0,25^2}{7,5} \right)} = 5.45 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{v_1} = 5.45 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des contraintes horizontales :

$$\sigma_{h_1} = \sigma_{v_1} K_a = 5.45 \cdot 0.18 = 0.98 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau ci-dessous qui regroupe tous les résultats des Contraintes verticales et horizontales en fonction de la profondeur z :

TABLEAU 4.2 Contraintes en fonction de la profondeur z

Numéro de lit d'armature	Profondeur z m	σ_{v_1} kN/m ²	σ_{h_1} kN/m ²
1	0,25	5,45	0,98
2	0,75	16,35	2,94
3	1,25	27,29	4,91
4	1,75	38,27	6,89
5	2,25	49,31	8,87
6	2,75	60,43	10,88
7	3,25	71,65	12,89
8	3,75	82,99	14,94
9	4,25	94,47	17,00
10	4,75	106,10	19,09
11	5,25	117,92	21,22
12	5,75	129,93	23,38
13	6,25	142,17	25,59
14	6,75	154,66	27,83
15	7,25	167,44	30,13
16	7,75	180,51	32,49
17	8,25	193,93	34,91
18	8,75	207,71	37,38
19	9,25	221,90	39,94
20	9,75	236,53	42,57
21	10,25	251,65	45,29

Calcul de poussée de terre

La pression des terres, selon l'équation , est égale à :

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

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

$$K_a = \cos \beta \cdot \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_2}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi_2}} \right)$$

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

$$K_a = 1 \cdot \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 41}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 41}} \right)$$

$$K_a = 0.208$$

D'où :

$$P_a = \frac{1}{2} 20,80.20810,5^2$$

$$P_a = 238.49 \text{KN/m}$$

4.3.2 Vérification de la stabilité interne

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

L'effort de traction maximale (T_{max_1}), est calculé à partir de l'équation (3.8) :

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

Pour le premier lit d'armature :

$$T_{max_1} = 0,980,5 = 0,49 \text{KN/m}$$

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

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement T_p est déterminé comme suit :

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

α_i :Varie suivant la flexibilité du parement [NF P94-270, 2009] :

- $\alpha_i = 0.75$ pour les systèmes de parement flexibles .
- $\alpha_i = 0.85$ pour les systèmes de parement semi-flexibles.
- $\alpha_i = 1.00$ pour les systèmes de parement rigides.

Dans notre cas :

$\alpha_i = 0.85$ Pour les systèmes de parement semi-flexibles.

$$T_{p1} = 0.180.855.450.5 = 0.41KN/m$$

Le tableau ci-dessous rassemble tous les résultats concernant l'effort de traction maximal ainsi que les efforts au parement dans chaque lit d'armatures :

TABLEAU 4.3 Effort de traction maximal T_{max} et l'effort au parement T_p dans chaque lit d'armatures

Numéro de lit d'armature	T_{max} kN/m	T_p kN/m
1	0.49	0.41
2	1.47	1.25
3	2.47	2.08
4	3.44	2.92
5	4.43	3.77
6	5.44	4.62
7	6.45	5.48
8	7.46	6.35
9	8.50	7.22
10	9.55	8.11
11	10.61	9.02
12	11.69	9.39
13	12.79	10.87
14	13.92	11.83
15	15.07	12.81
16	16.25	13.80
17	17.45	14.84
18	18.69	15.89
19	19.97	16.98
20	21.28	18.09
21	22.64	19.25

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

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

Dans notre cas :

$N = 2$ et $b = 0.05$ m.

$f^* = 0,8$ 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].

$$L_a = L - 0,3H = 7,5 - 0,310,5 = 4,35m.$$

$$\sigma_v = \gamma_1 h = 21,810,25 = 223,45KN/m^2$$

Donc : après l'application numérique :

— Cas des armatures HA :

$$r_f = 220,054,350,8223,45 = 155,52KN/m.$$

— Cas des armatures lisse :

$$r_f = 220,054,350,8223,45 = 77,76KN/m.$$

Vérification

a. Vérification de la résistance des lits de renforcements

$$T_{max} \leq \frac{A_c F_y}{1,5}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,050,004450000}{1,5} = 60KN/m$$

$$T_{max} = 22.64KN/m \leq 60KN/m \implies \text{condition vérifie .}$$

La résistance de l'armature à l'accrochage du parement : On fait la vérification pour un diamètre du boulons $D = 16$ mm :

$$r_a = A_{ad} \cdot F_y = 0,0040,016450000 = 28,80KN/m.$$

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

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

$T_{max} = 22,64 \leq 77,76 \implies$ condition vérifiée (Pour HA).

$T_{max} = 22,64 \leq 51,84 \implies$ condition vérifiée (Pour les armatures lisse).

4.3.3 Vérification de la stabilité externe

Calcul des efforts agissant sur les murs

a) Les forces verticales :

$$W = \gamma_1 \cdot H \cdot L = 21,810,57,5 = 1716,75 \text{ KN/m}$$

$$P_{av} = P_a \cdot \sin \delta = 238,49 \sin 27,33 = 109,5 \text{ KN/m}$$

$$\sum F_v = 1716,75 + 109,5 = \mathbf{1826,25 \text{ KN/m}}$$

$$\sum M_{F_v} = 1716,75 \frac{7,5}{2} + 109,57,5 = 7259,06$$

b) Les forces horizontales

$$P_{aH} = P_a \cdot \cos \delta = 238,49 \cos 27,33 = 221,86$$

$$\sum M_{F_H} = P_{aH} \cdot \frac{H}{3} = 221,86 \frac{10,5}{3} = 741,54 \text{ KN.m}$$

Vérification

a. Vérification vis-à-vis au glissement à la base

On utilise la relation de l'équation suivante :

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

Avec :

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

Donc :

$$F_{s\text{glissement}} = \frac{1826,25 \cdot \tan(27,33) + 7,50,6720}{211,86} \geq 1,5$$

$F_{s(\text{glissement})} = 4,77 \geq 1,5 \implies$ condition vérifiée

b. Vérification vis-à-vis au renversement

On utilise la relation de l'équation suivante :

$$F_s(\text{renversement}) = \frac{\sum_M F_v}{\sum_M F_H}$$

$F_s(\text{renversement}) = \frac{7502,81}{741,54} = 9,78 \geq 2 \implies$ condition vérifiée

c. Vérification vis-à-vis au poinçonnement

On adopte la relation de l'équation :

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

$$q_{ult} = c' N_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + \gamma_f \cdot D_f \cdot N_q$$

Avec :

$$c' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$N_c = 30,1$$

$$N_\gamma = 22,4$$

$$\gamma_f = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,33$$

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

Donc :

$$q_{ult} = 3030,1 + 0.5205,8822,4 = 2220,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v = 10,521,8 = 228,9 \text{ KN/m}^2$$

$$F_s(\text{poinçonnement}) = \frac{2220,12}{228,9} = \mathbf{9,69} \geq 1,5 \implies \text{condition vérifiée}$$

4.4 1^{er} Cas : Effet de la longueur des armatures

Les paramètres suivants seront utilisés pour l'analyse :

- Hauteur du mur (H) : 10,5 m.
- Cohésion du sol (c) : 30 KN/m².
- Angle de frottement interne du sol (φ) :
- Frottement sol-armature (δ) : 27,33°
- Longueur des armatures (L) : Variable
- Espacement vertical des armatures (Sv) : 0,5 m

4.4.1 Calcul des contraintes

Calcul des contraintes verticales

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{44}{2}\right)$$

$$K_a = 0.18$$

Pour : $z_1 = 0,25 \text{ m}$

On a :

$$\sigma_{v1} = \frac{R_{v1}}{(L - 2e)} = \frac{\gamma_1 \cdot z_1 \cdot L}{L - 2\left(\frac{1}{6}K_1 \frac{h^2}{b}\right)}$$

On prend la valeur de longueur : 6 m

$$\sigma_{v1} = \frac{21,80,256}{6 - 2\left(\frac{1}{6}0,18 \frac{0.25^2}{6}\right)}$$

Donc :

$$\sigma_{v1} = 5,45 \text{ KN/m}$$

Calcul des contraintes horizontales

$$\sigma_{h1} = \sigma_{v1} \cdot K_a = 5.450.18 = 0,98KN/m$$

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

TABLEAU 4.4 Tableau qui regroupe tous les résultats en fonction de la profondeur Z

Numéro de lit d'armature	Profondeur Z (m)	Contraintes verticales	Contraintes horizontales
1	0,25	5,45	0,98
2	0,75	16,37	2,95
3	1,25	27,32	4,92
4	1,75	38,35	6,90
5	2,25	49,47	8,91
6	2,75	60,72	10,93
7	3,25	72,12	12,98
8	3,75	83,71	14,96
9	4,25	95,53	17,20
10	4,75	107,60	19,37
11	5,25	119,96	21,59
12	5,75	132,66	23,88
13	6,25	145,74	26,23
14	6,75	159,74	28,66
15	7,25	173,23	31,18
16	7,75	187,74	33,79
17	8,25	202,86	36,52
18	8,75	218,65	39,36
19	9,25	235,18	42,33
20	9,75	252,56	45,46
21	10,25	270,88	48,75

Calcul de poussée de terre

La pression des terres, selon l'équation , est égale à :

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

$$K_a = 1 \cdot \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 41}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 41}} \right)$$

$$K_a = 0,208$$

D'où :

$$P_a = \frac{1}{2} 20,80 \cdot 20810,5^2$$

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

4.4.2 Vérification de la stabilité interne

Calcul de l'effort de traction maximum T_{\max}

L'effort de traction maximale T_{\max} , est calculé à partir de l'équation (3.8) :

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

Pour le premier lit d'armature :

$$T_{\max 1} = 0,980,5 = 0,49 \text{KN/m}$$

Calcul de l'effort de traction maximum T_{max}

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement T_p est déterminé comme suit :

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

Dans notre cas :

$\alpha_i = 0.85$ Pour les systèmes de parement semi-flexibles.

Le tableau ci-dessous rassemble tous les résultats concernant l'effort de traction maximal ainsi que les efforts au parement dans chaque lit d'armatures :

TABLEAU 4.5 Tableau qui rassemble tout les résultats concernant l'effort de traction maximal ainsi que les efforts au parement dans chaque lit d'armatures

Numéro de lit d'armature	L'effort de traction maximum Tmax (KN/m)	L'effort au parement T_p (KN/m)
1	0.49	0.42
2	1.48	1.25
3	2.46	2.10
4	3.45	2.93
5	4.5	3.77
6	5.47	4.65
7	6.49	5.52
8	7.48	6.40
9	8.50	7.31
10	9.69	8.23
11	10.79	9.18
12	11.94	10.15
13	13.12	11.15
14	14.33	12.18
15	15.95	13.25
16	16.89	14.36
17	18.26	15.52
18	19.68	16.73
19	21.17	17.99
20	22.73	19.32
21	24.38	20.72

Calcul de l'effort de frottement mobilisable dans les lits de renforcement

$$r_f = 2N.b.L_a.f^*_{(z).\sigma_v}$$

Dans notre cas :

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

$f^* = 0,8$ 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].

$$L_a = L - 0,3H = 6 - 0,310,5 = 2,85m.$$

$$\sigma_v = \gamma_1 h = 21,810,25 = 223,45KN/m^2.$$

Donc : après l'application numérique :

— Cas des armatures HA :

$$r_f = 220,054,350,8223,45 = 101,89KN/m.$$

— Cas des armatures lisse :

$$r_f = 220,054,350,8223,45 = 50,95KN/m.$$

Vérification

Vérification de la résistance des lits de renforcements

$$T_{max} \leq A_c.F_y/1,5$$

$$T_{max} \leq \frac{0,050,004450000}{1,5} = 60KN/m$$

$T_{max} = 24.38$ KN/m $\leq 60KN/m \implies$ condition vérifie .

La résistance de l'armature à l'accrochage du parement : On fait la vérification pour un diamètre du boulons

D = 16 mm :

$$r_a = A_{ad} \cdot F_y = 0,0040,016450000 = 28,80 \text{ KN/m.}$$

Vérification de la résistance à l'adhérence sol/armatures

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

$T_{max} = 24,38 \leq 50,95 \implies$ condition vérifiée (Pour HA).

$T_{max} = 24,38 \leq 33,97 \implies$ condition vérifiée (Pour les armatures lisse).

4.4.3 Vérification de la stabilité externe

Calcul des efforts agissant sur les murs

a) Les forces verticales

$$W = \gamma_1 \cdot H \cdot L = 21,810,56 = 1373,40 \text{ KN/m}$$

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

$$\sum F_v = 1373,40 + 109,50 = \mathbf{1482,9 \text{ KN/m}}$$

$$\sum M_{F_v} = 1373,40 \frac{6}{2} + 238,496 = 4229,7 \text{ KN.m}$$

b) Les forces horizontales

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

$$\sum M_{F_H} = P_{aH} \cdot \frac{H}{3} = 211,86 \frac{10,5}{3} = 741,54 \text{ KN.m}$$

Vérification

Vérification vis-à-vis au glissement à la base

On utilise la relation de l'équation suivante :

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

Avec :

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

Donc :

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{1482,9 \tan(27,33) + 7,50,6720}{211,8} \geq 1,5$$

$F_s(\text{glissement}) = 5,66 \geq 1,5 \implies$ condition vérifiée

Vérification vis-à-vis au renversement :

On utilise la relation de l'équation suivante :

$$F_s(\text{renversement}) = \frac{\sum_M Fv}{\sum_M FH}$$

$F_s(\text{renversement}) = \frac{4229,7}{741,54} = 5,7 \geq 2 \implies$ condition vérifiée

Vérification vis-à-vis au poinçonnement

On adopte la relation de l'équation :

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

$$q_{ult} = c' N_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + \gamma_f \cdot D_f \cdot N_q$$

Avec :

$$c' = 30 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$N_c = 30,1$$

$$N_\gamma = 22,4$$

$$\gamma_f = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,33$$

$$B' = L - 2e = L - 2\left(\frac{1}{6}K\frac{h^2}{b}\right) = 6 - 2\left(\frac{1}{6}0,33\frac{10,5^2}{6}\right) = 3,97m$$

Donc :

$$q_{ult} = 3030,1 + 0.5203,9722,4 = 1792.28 \text{ KN/m}^2$$

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

$$F_s(\text{poinçonnement}) = \frac{1792.28}{228,9} = \mathbf{7,82} \geq 1,5 \implies \text{condition vérifiée}$$

TABLEAU 4.6 Un tableau contenant les résultats de l'effet de différentes longueurs d'armature sur la stabilité du mur de soutènement renforcé

Cas 1	Calcul des contraintes			stabilité interne			stabilité externe		
Longueur (m)	$\sigma_v \text{ max}$ (kN/m)	$\sigma_h \text{ max}$ (kN/m)	P_a (kN/m)	T_{max} (kN/m)	T_p (kN/m)	Vérification	F_s (glissement)	F_s (renvers)	F_s (poin)
6	270.88	48.75	238.492	24.38	20.72	CN.V	5.66 \geq 1.5	5.7 \geq 2	7.82 1.5
7	256.44	416.159	238.492	238.492	238.492	CN.V	4.61 \geq 1.5	9.94 \geq 2	9.69 1.5
7.5	253.165	453.897	238.492	238.492	238.492	CN.V	4.77 \geq 1.5	9.78 \geq 2	9.69 \geq 1.5
8	247.86	44.62	238.492	238.492	22.31	CN.V	5.24 \geq 1.5	11.03 \geq 2	12.45 \geq 1.5

4.5 2^{ème} Cas : Effet d'espacement vertical des armatures (S_v)

Les paramètres suivants seront utilisés pour l'analyse :

- Hauteur du mur (H) : 10,5 m.
- Cohésion du sol (c) : 30 kN/m².
- Angle de frottement du sol : (φ) : 44°
- Frottement sol-armature (δ) : 27,33°
- Longueur des armatures (L) : 7,5 m
- Espacement vertical des armatures (S_v) : Variable.

4.5.1 Calcul des contraintes

Calcul des contraintes verticales

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_1}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{44}{2}\right)$$

$$K_a = 0.18$$

Pour : $z_1 = 0,35m$

$$\sigma_{v1} = \frac{R_{v1}}{(L - 2e)} = \frac{\gamma_1 \cdot z_1 \cdot L}{L - 2\left(\frac{1}{6}K_1 \frac{h^2}{b}\right)}$$

$$\sigma_{v1} = \frac{21,80,357,5}{7,5 - 2\left(\frac{1}{6}0,18 \frac{0,25^2}{7,5}\right)}$$

Donc :

$$\sigma_{v1} = 7,63KN/m$$

Calcul des contraintes horizontales

$$\sigma_{h1} = \sigma_{v1} \cdot K_a = 7,630.18 = 1,37KN/m$$

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

TABLEAU 4.7 Tableau qui regroupe tous les résultats en fonction de la profondeur Z :

Numéro de lit d'armature	Profondeur Z (m)	Contraintes verticales	Contraintes horizontales
1	0,35	7,63	1,37
2	1,05	22,92	4,13
3	1,75	38,28	6,89
4	2,45	53,79	6,89
5	3,15	69,46	9,68
6	3,85	85,28	12,50
7	4,55	101,59	15,35
8	5,25	118,17	18,29
9	5,95	135,18	21,27
10	6,65	152,15	24,33
11	7,35	170,77	27,39
12	8,05	188,52	30,74
13	8,75	207,71	37,39
14	9,45	227,69	40,98
15	10,15	248,59	44,75

Calcul de poussée de terre

La pression des terres, selon l'équation , est égale à :

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

$$K_a = 1 \cdot \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 41}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 41}} \right)$$

$$K_a = 0,208$$

D'où :

$$P_a = \frac{1}{2} 20,80,20810,5^2$$

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

4.5.2 Vérification de la stabilité interne

Calcul de l'effort de traction maximum T_{max}

L'effort de traction maximale (T_{max_1}), est calculé à partir de l'équation (4.2) :

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

Pour le premier lit d'armature :

$$T_{max_1} = 1,370,7 = 0,959 \text{KN/m}$$

Calcul de l'effort de traction maximum T_{max}

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement T_p est déterminé comme suit :

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

α_i : Varie suivant la flexibilité du parement [NF P94-270, 2009] :

Dans notre cas :

$\alpha_i = 0.85$ Pour les systèmes de parement semi-flexibles.

Le tableau ci-dessous rassemble tous les résultats concernant l'effort de traction maximal ainsi que les efforts au parement dans chaque lit d'armatures :

TABLEAU 4.8 Tableau qui ressemble tout les résultats concernant l'effort de traction maximal ainsi que les efforts au parement dans chaque lit d'armatures

Numéro de lit d'armature	L'effort de traction maximum T_{max} (KN/m)	L'effort au parement T_p (KN/m)
1	0,959	0,82
2	2.891	2.454
3	4.823	4.099
4	6.776	5.760
5	8.75	7.439
6	10.745	9.133
7	12.803	10.880
8	14.889	12.656
9	17.031	14.477
10	19.173	16.295
11	21.518	18.289
12	23.751	20.190
13	26.173	22.245
14	28.686	24.385
15	31.325	26.623

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 $b = 0,05$ m.

$f^* = 0,8$ 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].

$L_a = L - 0,3H = 7,5 - 0,310,5 = 4,35$ m.

$$\sigma_v = \gamma_1 h = 21,810,15 = 221,27 \text{KN/m}^2.$$

Donc : après l'application numérique :

— Cas des armatures HA :

$$r_f = 220,054,350,8221,17 = 154,003 \text{KN/m}.$$

— Cas des armatures lisse :

$$r_f = 220,054,350,8221,17 = 77,81 \text{KN/m}.$$

Vérification

Vérification de la résistance des lits de renforcements

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

$$T_{max_1} \leq \frac{0,050,004450000}{1,5} = 60 \text{KN/m}$$

$$T_{max} = 31.325 \text{KN/m} \leq 60 \text{KN/m} \implies \text{condition vérifiée.}$$

La résistance de l'armature à l'accrochage du parement : On fait la vérification pour un diamètre du boulons $D = 16 \text{ mm}$:

$$r_a = A_{ad} \cdot F_y = 0,0040,016450000 = 28,80 \text{KN/m}.$$

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

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

$$T_{max} = 31,325 \leq 77,81 \text{ condition vérifiée (Pour HA).}$$

$T_{max} = 31,325 \leq 51,87 \implies$ condition vérifiée (Pour les armatures lisse).

4.5.3 Vérification de la stabilité externe

Calcul des efforts agissant sur les murs

a) Les forces verticales

$$W = \gamma_1 \cdot H \cdot L = 21,810,57,5 = 1716,75 \text{ KN/m}$$

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

$$\sum F_v = 1716,75 + 109,5 = \mathbf{1826,25 \text{ KN/m}}$$

$$\sum M_{F_v} = 1716,75 \frac{7,5}{2} + 142,17,5 = 7502,81$$

b) Les forces horizontales

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

$$\sum M_{F_H} = P_{aH} \cdot \frac{H}{3} = 211,86 \frac{10,5}{3} = 741,54 \text{ KN.m}$$

Vérification

Vérification vis-à-vis au glissement à la base

On utilise la relation de l'équation suivante :

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

Avec :

C'_{af} : Cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, prise $0,67 C'_{af}$, ou C'_{af} est la cohésion du sol de fondation.

Donc :

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{1826,25 \cdot \tan(27,33) + 7,50,6720}{741,54} \geq 1,5$$

$F_s(\text{glissement}) = 4,92 \geq 1,5 \implies$ condition vérifiée

Vérification vis-à-vis au renversement

On utilise la relation de l'équation suivante :

$$F_s(\text{renversement}) = \frac{\sum_M F_v}{\sum_M F_H}$$

$F_s(\text{renversement}) = \frac{7259,06}{741,54} = 9,78 \geq 2 \implies$ condition vérifiée

Vérification vis-à-vis au poinçonnement

On adopte la relation de l'équation :

$$F_s(\text{poinçonnement}) = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} \geq 1.5$$

$$q_{ult} = c' N_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + \gamma_f \cdot D_f \cdot N_q$$

Avec :

$$c' = 30 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$N_c = 30,1$$

$$N_\gamma = 22,4$$

$$\gamma_f = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,33$$

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

Donc :

$$q_{ult} = 3030,1 + 0,5 \cdot 20 \cdot 5,88 \cdot 22,4 = 2220,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v = 10,521,8 = 228,9 \text{ KN/m}^2$$

$$F_s(\text{poinçonnement}) = \frac{2220,12}{228,9} = \mathbf{9,69} \geq 1,5 \implies \text{condition vérifiée}$$

TABLEAU 4.9 Un tableau contenant les résultats de l'effet de différents espacement vertical d'armature sur la stabilité du mur de soutènement renforcé

Cas	Calcul des contraintes			stabilité interne			stabilité externe		
	Espacement vertical (m)	$\sigma_v \text{ max}$ (kN/m)	$\sigma_h \text{ max}$ (kN/m)	P_a (kN/m)	T_{max} (kN/m)	T_p (kN/m)	Vérification	F_s (glissement)	F_s (renvers)
0.5	270.88	48.75	238.492	24.38	20.72	CN.V	5.66 \geq 1.5	5.7 \geq 2	7.821.5
0.7	248.59	44.75	238.492	238.492	31.32	CN.V	4.92 \geq 1.5	9.69 \geq 2	9.781.5
0.75	248.19	44.67	238.492	33.50	26.47	CN.V	4.47 \geq 1.5	9.79 \geq 2	9.69 \geq 1.5

4.6 3^{ème} Cas : Effet du coefficient de cohésion

Dans cette étude de cas, nous avons abordé la modification des valeurs du coefficient de cohésion pour voir l'étendue de son effet sur le calcul et l'obtention de la stabilité du mur. Nous avons retrouvé les mêmes résultats obtenus dans les première et deuxième sections de calcul des contraintes et de vérification. stabilité interne.

Les paramètres suivants seront utilisés pour l'analyse :

- Hauteur du mur (H) : 10,5 m.
- Cohésion du sol (c) : Variable
- Angle de frottement du sol : (φ) : 44°
- Angle de frottement du fondation : (φ) : 30°
- Frottement sol-armature (δ) : 27,33°
- Longueur des armatures (L) : 7,5 m
- Espacement vertical des armatures S_v : 0.7 .

4.6.1 Calcul des contraintes

Calcul des contraintes verticales

Les memes résultats qu'une étude précédente .

Vérification

Vérification vis-à-vis au glissement à la base

On utilise la relation de l'équation suivante :

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

Avec :

C'_{af} : Cohésion entre la base du mur et le sol de fondation, prise $0,67 C'_{af}$, ou C'_{af} est la cohésion du sol de fondation.

Donc :

$$F_s(\text{glissement}) = \frac{1826,25 \cdot \tan(27,33) + 7,50 \cdot 670,5}{211,86} \geq 1,5$$

$F_s(\text{glissement}) = 4,44 \geq 1,5 \implies$ condition vérifiée

Vérification vis-à-vis au renversement

On utilise la relation de l'équation suivante :

$$F_s(\text{renversement}) = \frac{\sum M_{Fv}}{\sum M_{FH}}$$

$F_s(\text{renversement}) = \frac{7259,06}{741,54} = 9,78 \geq 2 \implies$ condition vérifiée

Vérification vis-à-vis au poinçonnement

On adopte la relation de l'équation :

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

$$q_{ult} = c' N_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + \gamma_f \cdot D_f \cdot N_q$$

Avec :

$$c' = 0,5 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$N_c = 30,1$$

$$N_\gamma = 22,4$$

$$\gamma_f = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0,33$$

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

Donc :

$$q_{ult} = 0,530,1 + 0,5205,8822,4 = 1332,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v = 10,521,8 = 228,9 \text{ KN/m}^2$$

$$F_s(\text{poinçonnement}) = \frac{1332,17}{228,9} = 5,81 \geq 1,5 \implies \text{condition vérifiée}$$

TABLEAU 4.10 Un tableau contenant les résultats de l'effet de différents coefficients de cohésion sur la stabilité du mur de soutènement renforcé

Cas	Calcul des contraintes			Stabilité interne			Stabilité externe		
	Coefficient de cohésion (KN/m ²)	$\sigma_{v \max}$ (kN/m)	$\sigma_{h \max}$ (kN/m)	P_a (kN/m)	T_{max} (kN/m)	T_p (kN/m)	Vérification	F_s (glissement)	F_s (renversement)
0.5	270.88	48.75	238.492	24.38	20.72	CN.V	4.44 \geq 1.5	9.77 \geq 2	5.81 > 1.5
20	248.59	44.75	238.492	238.492	31.32	CN.V	4.92 \geq 1.5	9.77 \geq 2	8.38 > 1.5
30	248.19	44.67	238.492	33.50	26.47	CN.V	5.16 \geq 1.5	9.77 \geq 2	9.69 \geq 1.5

4.7 4^{ème} Cas : Effet d'angle de frottement

Nous avons fait le même travail ,pour éviter les abréviations ,nous avons calculé uniquement la partie importante

Les paramètres suivants seront utilisés pour l'analyse :

- Hauteur du mur (H) :10,5 m.
- Cohésion du sol (c) : 20KN/m³.Angle de frottement du fondation : (φ) :Variable
- Frottement sol-armature (δ) : 27,33°
- Longueur des armatures (L) : 7,5 m
- Espacement vertical des armatures (Sv) :0,7 m .

Vérification vis-à-vis au poinçonnement

On adopte la relation de l'équation :

$$F_s(\text{poinçonnement}) = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} \geq 1.5$$

$$q_{ult} = c' N_c + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + \gamma_f \cdot D_f \cdot N_q$$

Avec :

$$c' = 20 \text{KN/m}^3$$

$$\varphi = 10^\circ$$

$$N_c = 8.45$$

$$N_\gamma = 1.0$$

$$\gamma_f = 20 \text{kN/m}^3$$

$$K = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{10}{2}\right) = 0.7$$

$$B' = L - 2e = L - 2\left(\frac{1}{6} K \frac{h^2}{b}\right) = 7,5 - 2\left(\frac{1}{6} \cdot 0,7 \frac{10,5^2}{7,5}\right) = 5,78 \text{m}$$

Donc :

$$q_{ult} = 208.45 + 0.5205 \cdot 781 = 226,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_v = 10,521,8 = 228,9 \text{ KN/m}^2$$

$$F_s(\text{poinçonnement}) = \frac{226,8}{228,9} = \mathbf{0,99} \not\geq 1,5 \implies \mathbf{\text{condition non vérifiée}}$$

TABLEAU 4.11 Un tableau contenant les résultats de l'effet de différents angle de frottement sur la stabilité du mur de soutènement renforcé

Cas	Calcul des contraintes			Stabilité interne			Stabilité externe		
	Angle de frottement	$\sigma_{v \max}$ (kN/m)	$\sigma_{h \max}$ (kN/m)	P_a (kN/m)	T_{max} (kN/m)	T_p (kN/m)	Vérification	F_s (glissement)	F_s (renversement)
10	270.88	48.75	238.492	24.38	20.72	CN.V	5.66 \geq 1.5	0.99 $\not\geq$ 2	7.82 $>$ 1.5
20	248.59	44.75	238.492	238.492	31.32	CN.V	4.92 \geq 1.5	2.54 \geq 2	9.78 $>$ 1.5
32	248.19	44.67	238.492	33.50	26.47	CN.V	4.47 \geq 1.5	9.2 \geq 2	9.6 \geq 1.5

4.8 Conclusion

L'étude analytique a démontré la capacité des murs en terre renforcée à assurer la stabilité dans diverses conditions. L'influence des caractéristiques des renforts métalliques, du coefficient de cohésion et de l'angle de friction sur la stabilité a été mise en évidence :

Texture des armatures

Une texture rugueuse augmente la résistance au frottement entre les renforts et le sol, renforçant ainsi la stabilité du mur. Il est préférable d'utiliser des renforts à texture rugueuse plutôt que lisse pour améliorer l'adhérence au sol et la stabilité.

Longueur des armatures

Des renforts plus longs contribuent à la répartition des contraintes et réduisent le risque de glissements. Les renforts doivent être conçus avec une longueur suffisante pour assurer la stabilité requise, en tenant compte des caractéristiques du sol et des pressions de remblai.

Espacement verticale

La disposition verticale des renforts affecte la répartition des forces dans le mur. Des espacements importants peuvent entraîner des points faibles. Les dimensions verticales doivent être définies pour garantir une répartition uniforme des forces et une meilleure efficacité des renforts.

Coefficient de cohésion (C)

Un sol avec un coefficient de cohésion élevé offre une meilleure résistance au glissement et à l'effondrement. Il est nécessaire d'utiliser un sol avec un coefficient de cohésion adéquat ou d'améliorer les propriétés du sol pour atteindre la cohésion requise.

Angle de frottement ϕ

Un angle de frottement plus important indique un sol plus résistant au glissement. Un sol avec un angle de frottement approprié doit être utilisé pour assurer la stabilité requise.

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

CONCLUSION

Les recherches effectuées jusqu'à présent sur les massifs de sols renforcés par terre armée révèlent que ce domaine est vaste et qu'il reste encore beaucoup à explorer. Trois types d'activités contribuent au progrès de la terre armée : les essais expérimentaux, la modélisation et les mesures.

Les études expérimentales sur les structures en terre armée prennent peu de temps. Pour réduire davantage ce délai, les études numériques basées sur des méthodes analytiques permettent d'examiner l'influence de nombreux facteurs plus facilement et plus rapidement par rapport aux modèles expérimentaux.

Cette étude analytique 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 classiques.
- Des renforts plus longs aident à mieux répartir les contraintes et réduisent le risque de glissements. Ils doivent être conçus avec une longueur suffisante pour assurer la stabilité requise, en tenant compte des caractéristiques du sol et des pressions de remblai.
- La disposition verticale des renforts influence la répartition des forces dans le mur. Des espacements verticaux trop importants peuvent créer des points faibles.
- Un sol avec une forte cohésion offre une meilleure résistance au glissement et à l'effondrement.
- Un angle de frottement plus élevé indique un sol plus résistant au glissement.

RÉFÉRENCES

- [1] A. Abdelouhab. *Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles*. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2010.
- [2] MM Amar et al. *Les Ouvrages En Terre Armée*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1979.
- [3] R. Basset. Title of the article. *Journal Name*, Volume Number(Issue Number) :Page Range, 1978.
- [4] CFMS Journée. Henri vidal l'inventeur. In *Proceedings of the CFMS Journée*, City, March 25 2009.
- [5] Ivan Chéret. *Henri Vidal, Inventeur et créateur de la Terre Armée*. City, 2015.
- [6] M. Djabri. 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, 2013.
- [7] M. Djabri. *Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé*. PhD thesis, Université De Biskra, Biskra, Algeria, 2017.
- [8] M. Emmanuel Bieth. Murs de soutènement : Cours de mécanique des sols appliqués. Cours, 2009/2010.
- [9] GTR. *Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR) - Guide technique*. LCPC, SETRA, 2000. Fascicule 1 : D9233-1, Fascicule 2 : D9233-2.
- [10] H. Houda. Étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilisé et renforcé avec fibres. *Name of the Journal*, Volume Number(Issue Number) :Page Range, 2010.
- [11] R. A. Jewell. Some aspects of the mechanics of reinforced embankments on soft ground. *Geotechnique*, 30(4) :531-540, 1980.
- [12] S. L. Kramer. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey, 1996.
- [13] LCPC. *Guide techniques pour les ouvrages de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, suivie et diagnostic*. Nom de l'éditeur, Lieu d'édition, 2003.
- [14] Nguyen Thanh Long, F. Schlosser, and G. Legeay. Étude des murs en terre armée sur modèles réduits bidimensionnels. *Laboratoire Central*, 1973.
- [15] J. Malorie. *Conception et Calcul des Murs de Soutènement en Terre Armée*. 2006.
- [16] Allioua Meriem. Mémoire de master etude d'un mur de soutènement en terre armee renforce par des armatures métalliques, université larbi tébessi-tébessa, 2021.
- [17] A. Moussaoui and A. Touhara. Modélisation des murs de soutènement mécaniquement stabilisés. Mémoire de master, Université de Guelma, Guelma, Algeria, 2016.
- [18] P. Reiffsteck. Title of the article. *Journal Name*, Volume Number(Issue Number) :Page Range, 2007.

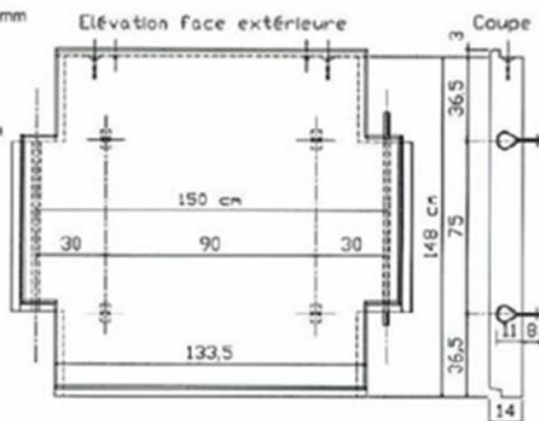
- [19] SEMACHE S. Modélisation numérique des massifs de soutènements en sol renforcée par géosynthétique. Mémoire de master, Université LARBI BEN M'HIDI d'Oum El Bouaghi, Oum El Bouaghi, 2019.
- [20] F. Schlosser. *Techniques de l'Ingénieur : Murs de soutènement*, volume C 244-2. Traité construction.
- [21] H. Zeggai. Conception et calcul d'un ouvrage de soutènement en terre armée. Mémoire de fin d'étude de master, Université de Mostaganem, City, 2019.
- [22] École Nationale des Travaux Publics de l'État Français. *Cours de mécanique des sols 2 – Rideaux de palplanches*. Nom de l'éditeur (si disponible), Ville (ou autre lieu si pertinent), 2006/2007.

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

ECAILLE EN BETON DE 14 CM D'ÉPAISSEUR TYPE A4 - NON ARMÉE*

DIMENSIONS ET TOLERANCES

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



BETON

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

Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55

Seuls les adjuvants agréés "Béton" sans contre-indication "Béton précontraint" peuvent être utilisés.

Valeur caractéristique requise de la résistance à la compression : $F_{c28} = 30$ MPa

Résistance caractéristique à la traction : $F_{t28} = 2,85$ MPa

ACCESSOIRES

1. Ancres de levage en acier :

a) Type ADRISS à queue d'aronde - longueur 120 mm, force nominale 7 kN (coefficient de sécurité 3)
ou

b) Type ARTEON, à pied, longueur 85 mm, force nominale 10 kN (coefficient de sécurité 3)

2. Goujon en PVC, diamètre 20 mm, longueur 850 mm ou 2 morceaux de 230 mm, couleur : noire

3. Tube en PVC, diamètre intérieur 30 mm, diamètre extérieur 32 mm, longueur 730 mm

4. Amorce en acier galvanisé (voir fiche technique n° 4), largeur 45 mm.

NATURE DES CONTROLES - CERTIFICAT DE CONFORMITE

Vérification des caractéristiques géométriques.

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

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

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

UTILISATION DE L'ECAILLE TYPE A4

Les écailles de 14 cm non armées, type A4 à 4 amorces de 45 mm de largeur peuvent être associées à 4 armatures à haute résistance de section 45 x 5 (voir fiche technique n°1 ou 2) en acier Fe 510c.

Elles peuvent être associées à des armatures plus nombreuses (doublées sur une même amorce) quand cela est justifié par la considération du critère d'adhérence. Dans tous les cas, la pression moyenne au centre de l'écaille ne doit pas dépasser la pression de calcul (E.L.U.) égale à 60 kPa.

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

DIMENSIONS ET TOLERANCES

Ecaille courante surface nominale : 2,25 m²

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

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

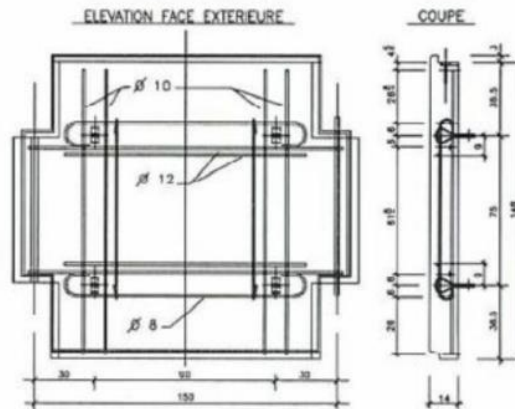
Les écailles sont exécutées en béton vibré normalisé R30 confectionné en centrale.

Dimension maximale des agrégats : Cg = 25 mm

Ciment : CPA 45, 45-R ou CPA 55

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

Résistances caractéristiques
à la compression:
Fc28 = 30 MPa
à la traction:
Rt28 = 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.

ECAILLE 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

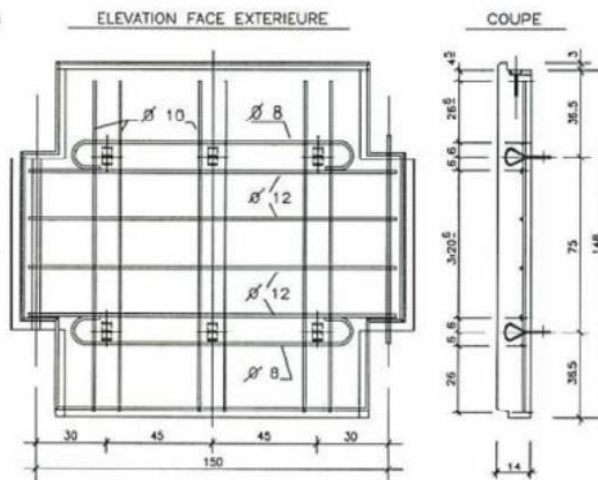
Les écaïlles sont exécutées en béton vibré confectionné en centrale.

Dimension maximale des agrégats: Cg = 25 mm

Ciment : CPA 45, 45-H ou CPA 55

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

Résistances caractéristiques à la compression:
Fc28 = 30 MPa
à la traction:
Ft28 = 2,65 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. Amorçe 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'ECAILLE 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 : Valeurs des coefficients de capacité portante , N_γ , N_q et N_c en fonction de (Cernica John N)

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