



**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université ECHAHID CHEIKH LARBI TEBESSI - Tébessa -**

**Faculté des Science Exactes et Sciences de la Nature et de le Vie**

**Département de sciences de la terre et de l'univers**

### **MEMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

**Domaine : Sciences de la terre et de l'univers**

**Filière : Géologie**

**Spécialité : Géologie de l'ingénieur et géotechnique**

**Thème :**

## **Dimensionnement, pathologie et analyse des risques des ouvrages en Terre Armée**

**Présenté par :**

**BENFERROUDJ Lamis**

**Devant le jury :**

<b>Président</b>	<b>Mr. ATHMANIA Djamel</b>	<b>Pr.</b>	<b>Université de Tébessa</b>
<b>Rapporteur</b>	<b>Mr. DJABRI Mohamed</b>	<b>MCA</b>	<b>Université de Tébessa</b>
<b>Examineur</b>	<b>Mme. Aoun Mounira</b>	<b>MCB</b>	<b>Université de Tébessa</b>

**Session : 2023/2024**

**Date de soutenance : 06/06/2024**



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université ECHAHID CHEIKH LARBI TEBESSI - Tébessa -

Faculté des Science Exactes et Sciences de la Nature et de le Vie

Département de sciences de la terre et de l'univers

## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

**Domaine :** Sciences de la terre et de l'univers

**Filière :** Géologie

**Spécialité :** Géologie de l'ingénieur et géotechnique

**Thème :**

# Dimensionnement, pathologie et analyse des risques des ouvrages en Terre Armée

Présenté par :

**BENFERROUDJ Lamis**

Devant le jury :

Président	Mr. ATHMANIA Djamel	Pr.	Université de Tébessa
Rapporteur	Mr. DJABRI Mohamed	MCA	Université de Tébessa
Examineur	Mme. Aoun Mounira	MCB	Université de Tébessa

Session : 2023/2024

Date de soutenance : 06/06/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*Tout d'abord, tout ce travail a été accompli par la grâce de Dieu tout-puissant, qu'il en soit loué et remercié.*

*Je tiens à remercier sincèrement le Dr. Djabri Mohamed, maître de conférences à l'Université de Tébessa, qui m'a permis de bénéficier de son encadrement.*

*Les conseils et les encouragements qu'il m'a prodigués pour que je sois très organisé et efficace dans la préparation de cette mémoire.*

*Je remercie le Pr. Athmania Djamel, maître de conférences à l'Université de Tébessa, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de cette mémoire.*

*Je remercie également le Dr. Aoun Mounira, maître de conférences à l'Université de Tébessa, pour le temps qu'il a consacré à ce travail et l'intérêt qu'il lui a porté en tant qu'examineur.*

*Je tiens également à remercier tous mes professeurs durant ces années d'études.*

*Je tiens également à remercier l'ensemble du personnel administratif du Département des Sciences de la Terre de l'Université de Tébessa.*

*Merci pour leur accueil*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents Sebtí et Dalíla que Dieu les protège*

*A mes frères Mouhamed El Islam et haïthem*

*A mes sœur Tassnime et soundous*

*A ma grand-mère Yamina*

*À mes proches, la famille Benferroudj et la famille  
Bousbaa*

*A mes amis Aya, Boutheyne, Chirine, Hounaïda,  
Rawnek*

*À tous mes collègues de Meister 02*

*À toute personne ayant contribué à ce travail de près  
ou de loin*

## Résumé

Ce mémoire porte sur la technique de renforcement des sols, en particulier les murs de soutènement reconnu souvent la Terre Armée. Depuis l'invention de la Terre Armée par Vidal en 1964, cette technique n'a cessé d'évoluer. Cette technologie est utilisée depuis les années 1970 et a été développée pour une variété de structures de génie civil, en infrastructures routières, lignes ferroviaires, pour les culées de ponts ou dans les tranchées couvertes, ainsi que pour les structures hydrauliques, portuaires ou industrielles.

Le principe des sols renforcés repose sur une combinaison de renforts, généralement des éléments linéaires (bandes métalliques, géosynthétiques) flexibles et capables de résister à des contraintes de traction élevées. L'analyse expérimentale et numérique du comportement en service des murs en sol renforcé ont permis de comprendre leur fonctionnement et d'identifier les méthodes de dimensionnement actuelles, basées sur la théorie de la poussée des terres et de l'équilibre local. Par contre, la littérature montre que les méthodes de réhabilitation de ces ouvrages n'est pas assez riche.

Par conséquent, ce travail étudie spécifiquement un mur de soutènement en sol renforcé implanté en Corée du sud qui a subi des dommages cruciaux suite à l'infiltration des eaux pluviales. Des méthodes de réhabilitation ont été proposées par l'application de certaines solutions dont le but est de soutenir les murs en Terre Armée. Des simulations numériques ont été effectuées en utilisant le logiciel PLAXIS V22. Les résultats ont été présentés sous forme de tableaux et des graphes en prenant quelques critères d'évaluation de la stabilité de l'ouvrage tels que le déplacement horizontal du mur, le coefficient de sécurité et la force de traction maximale dans les renforcements. Cette étude nous a permis de conclure que les murs de soutènement en sol renforcé endommagé peuvent être réparés en choisissant la solution adéquate de point de vue technique et économique.

**Les mots clés :** Terre Armée, Géogrille, Plaxis.

## **Abstract**

This dissertation deals with the technique of soil reinforcement, in particular retaining walls, often referred to as reinforced soil. Since the invention of reinforced soil by Vidal in 1964, this technique has continued to evolve. The technology has been in use since the 1970, and has been developed for a variety of civil engineering structures, including roads, railroads, bridge abutments and cut-and-cover trenches, as well as hydraulic, port and industrial structures.

The principle of reinforced soils is based on a combination of reinforcements, generally linear elements (metal strips, geosynthetics) that are flexible and capable of withstanding high tensile stresses. Experimental and numerical analysis of the in-service behavior of reinforced soil walls has enabled us to understand how they work, and to identify current dimensioning methods based on earth pressure and local equilibrium theory. However, the literature shows that rehabilitation methods for these structures are not sufficiently well developed.

Consequently, this work looks specifically at a reinforced soil retaining wall in South Korea that has suffered crucial damage as a result of rainwater infiltration. Rehabilitation methods have been proposed through the application of certain solutions aimed at supporting reinforced soil walls. Numerical simulations were carried out using PLAXIS V22 software. The results were presented in the form of tables and graphs, taking into account a number of criteria for assessing the stability of the structure, such as the horizontal displacement of the wall, the safety coefficient and the maximum tensile force in the reinforcements. This study enabled us to conclude that damaged reinforced soil retaining walls can be repaired by choosing the right solution from a technical and economic point of view.

**Key words:** Reinforced soil, Geogrid, Plaxis.

## ملخص

تبحث هذه الأطروحة في تقنيات تدعيم التربة، ولا سيما الجدران الاستنادية، والمعروفة غالباً باسم الارض المقواة. منذ اختراع فيدال للتربة المسلحة في عام 1964، استمرت هذه التقنية في التطور. وقد تم استخدام هذه التقنية منذ سبعينيات القرن الماضي وتم تطويرها لمجموعة متنوعة من منشآت الهندسة المدنية، بما في ذلك البنية التحتية للطرق وخطوط السكك الحديدية ودعامات الجسور والخنادق المغطاة، بالإضافة إلى المنشآت الهيدروليكية والموانئ والمنشآت الصناعية.

يعتمد مبدأ التربة المقواة على مزيج من التعزيزات، وعادةً ما تكون عناصر خطية (شرائط معدنية ومواد صناعية أرضية) مرنة وقادرة على تحمل ضغوط الشد العالية. وقد مكنتنا التحليل التجريبي والرقمي لسلوك جدران التربة المسلحة أثناء العمل من فهم كيفية عملها وتحديد طرق التصميم الحالية، استناداً إلى نظرية الضغط الأرضي والتوازن الحدي. ومع ذلك، تُظهر الأدبيات أنه لا توجد طرق كافية لإعادة تأهيل هذه الهياكل.

ولذلك، يدرس هذا العمل على وجه التحديد جدار استنادي من التربة المسلحة في كوريا الجنوبية عانى من أضرار جسيمة بسبب تسرب مياه الأمطار. تم اقتراح طرق إعادة التأهيل من خلال تطبيق بعض الحلول التي تهدف إلى دعم الجدران الترابية المسلحة. تم إجراء عمليات محاكاة عددية.

الكلمات المفتاحية: تربة مقواة، جيوغريد، بلاكسيس.

## Table des matières

### Introduction générale

#### Chapiter 01 : Généralités sur les ouvrages en Terre Armée

#### Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement des ouvrages en Terre Armée

1.1. Introduction	3
1.2. Définition et principe de la terre armée	33
1.2.1. Stabilité des murs de soutènement en sol renforcé	33
1.2.2. Stabilité interne de la terre armée	34
1.2.3. Stabilité externe de la terre armée	35
1.3. Stabilité des sols renforcés	35
1.3.1. Ruptures dues à la stabilité externe des sols meubles	35
1.3.2. Ruptures dues à la stabilité interne des pieux	36
1.3.3. Ruptures dues à la stabilité du parament des vides	37
1.4. Influence des paramètres de la façade en terre armée	37
1.4.1. Influence de la méthode de capture	38
1.4.2. Influence du coefficient des pressions des terres	38
1.4.3. Les éléments de l'ouvrage de soutènement en Terre Armée	39
1.4.4. La longueur minimale des renforcements et le poids volumique	40
1.5. Remonte générale des tractions et leurs natures	40
1.5.1. Remonte de la traction élastique des renforcements	44
1.5.2. Influence des paramètres liés au sol renforcé	46
1.5.3. Méthodes de dimensionnement des ouvrages en Terre Armée	48
1.5.4. Dimensionnement selon la norme française N FP 94-270	48
1.5.5. Analyse de la stabilité externe de la Terre Armée	48
1.5.6. Analyse de la stabilité interne	44
2.5.1. Dimensionnement selon la norme américaine FHWA 2009	48
2.5.2.1. Évaluation de la stabilité externe	48
2.5.2.2. Evaluation de la stabilité interne	49
2.6. Conclusion	52

#### Chapitre 3 : Pathologie des ouvrages en Terre Armée

3.1. Introduction	53
3.2. Pathologies des ouvrages de soutènement	53
3.3. Cas historique de pathologie d'un mur de soutènement (Rapport du 22 mai 2013)	57
3.3.1. Localisation de la région d'étude pour le mur R22	57
3.3.2. Analyse des relevés pluviométriques	59
3.3.3. Description de l'incident	60
3.3.4. Site de bassin	63
3.3.5. Dispositifs temporaires de drainage du site	64
3.4. Le mur R22	67
3.4.1. Disposition structurelle et stabilité globale du mur R22 anneaux ou écailles de la façade du mur : (a) écailles cruciformes, (b) blocs, (c) treillis métalliques	67
3.4.2. Construction du mur R22	71
3.4.3. Surveillance du mur R2	73
3.4.4. Enquête sur le terrain après l'incident	74

3.5. Diagnostic de l'incident du 22 mai 2013	74
3.6. Conclusion	76

### ***Chapitre 4 : Analyse des méthodes de réhabilitation des ouvrages en Terre Armée***

4.1. Introduction	77
4.2. Méthode des éléments finis	77
4.3. Le code Plaxis	78
4.3.1. Présentation de programme	78
4.3.2. Les programme de Plaxis 2d V22	79
4.4. Analyse numérique des études de pathologie et méthodes de réhabilitation	81
4.4.1. Dommages aux murs de soutènement en terre armée	81
4.4.2. Les solutions proposées aux murs de soutènement en terre armée endommagé	85
4.4.2.1. Reconstruction du mur GRS avec excavation du remblai et injection de coulis (Nombre de géogrids 13, la longueur de la grille de sol est 9.7 m)	86
4.4.2.2. Clouage du sol sans excavation du remblai (Nombre de géogrids 13, la longueur de la grille de sol est de 9.7 m)	88
4.4.2.3. Clouage du sol et renforcement des interfaces du sol sans excavation du remblai (Nombre de géogrids 12, la longueur de la géogrid est comprise entre 3.5m -4.3m)	91
4.5. Comparaison des résultats	93
4.5.1. Comparaison du déplacement total	93
4.5.2. Comparaison du déplacement horizontal	94
4.5.3. Comparaison des forces des tractions maximale	95
4.5.4. Comparaison du coefficient de sécurité	96
4.5.5. Choisir la meilleure solution	97
4.6. Conclusion	97
<b>Conclusion générale</b>	98
<b>Référence bibliographique</b>	

## *Liste des figures*

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
<b>Figure 1.1.</b>	Mur en Terre Armée	4
<b>Figure 1.2.</b>	Remblais renforcés à la base Sur sol meuble	6
<b>Figure 1.3.</b>	Remblais renforcés à la base sur pilotis	6
<b>Figure 1.4.</b>	Remblais renforcés à la base	7
<b>Figure 1.5.</b>	Fermetures souples renforcées	8
<b>Figure 1.6.</b>	Pentes de remblai renforcées	8
<b>Figure 1.7.</b>	Murs en terre renforcés	9
<b>Figure 1.8.</b>	Éléments d'un mur en Terre Armée	12
<b>Figure 1.9.</b>	Armatures métalliques : (a) barres métalliques, (b) treillis soudés (c) bandes métallique haute adhérence	13
<b>Figure 1.10.</b>	Les renforcements géosynthétiques (système de connexion GeoMega)	14
<b>Figure 1.11.</b>	Panneaux ou écailles de la façade du mur :(a) écailles cruciformes, (b) blocs, (c) treillis métalliques	17
<b>Figure 1.12.</b>	Types de cavités trouvées à la base de la tranchée ferroviaire	18
<b>Figure 1.13.</b>	Mise en place du renforcement géocomposite Bidim PPC75-75 le long de la base de la tranchée ferroviaire	19
<b>Figure 1.14.</b>	Coupe transversale typique de la structure de la voie renforcée basale	20
<b>Figure 1.15.</b>	Achèvement de la voie ferrée à grande vitesse	20
<b>Figure 1.16.</b>	Détails des blocs segmentaires Atalus® 120	21
<b>Figure 1.17.</b>	Construction du mur avant l'installation des parapets	22
<b>Figure 1.18.</b>	Coulage des blocs segmentaires	22
<b>Figure 1.19.</b>	Coupe transversale des murs de la culée.	22
<b>Figure 1.20.</b>	Murs en blocs CT après l'achèvement des travaux	23
<b>Figure 1.21.</b>	Installation de l'armature géotextile Polyfelt® WX300 dans la plateforme de sable compacté	24
<b>Figure 1.22.</b>	Couche de drainage granulaire avec filtre géotextile	24
<b>Figure 1.23.</b>	Section typique des murs en terre renforcée	25
<b>Figure 1.24.</b>	L'achèvement des travaux	25
<b>Figure 1.25.</b>	Levage d'une unité de parement fabriquée avec une armature Géotextile Geolon® PET200 attachée pour la mise en place sous l'eau	26
<b>Figure 1.26.</b>	Fabrication à terre du parement en blocs de sable-ciment avec l'armature géotextile Geolon® PET200 de 100 m de long	27
<b>Figure 1.27.</b>	Coupe transversale typique de la digue de confinement renforcée	28
<b>Figure 1.28.</b>	Mise en place de la couche initiale de géotextile Mirafi® PET avec couverture de remblai renforcé	29
<b>Figure 1.29.</b>	Armature géotextile Mirafi® PET autour du parement du sac de terre	30
<b>Figure 1.30.</b>	Compactage du remblai armé près enroulée de la face du mur	30
<b>Figure 1.31.</b>	Coupe transversale du mur en sol renforcé à la hauteur maximale	31
<b>Figure 1.32</b>	L'achèvement des travaux	31
<b>Figure 2.1.</b>	Rupture d'un massif renforcé	34
<b>Figure 2.2.</b>	Stabilité interne d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]	34
<b>Figure 2.3.</b>	Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC,	35

	2003]	
<b>Figure 2.4.</b>	Possibilités de rupture due à la Stabilité externe de murs de Soutènement en sol renforcé	36
<b>Figure 2.5.</b>	Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de Soutènement en sol renforcé	37
<b>Figure 2.6.</b>	Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol	37
<b>Figure 2.7.</b>	Surface de rupture d'un mur en sol renforcé : (a) modèle pour H=6 m. [Abdelouhab et al., 2011]	38
<b>Figure 2.8.</b>	Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement [Berg et al., 2009]	39
<b>Figure 2.9.</b>	Renforcements en palier : le Rapport K/Ka [Horpibulsuk et al., 2011]	40
<b>Figure 2.10.</b>	Effet des paramètres de sol renforcé sur la longueur minimale des renforcements (a) L'angle de frottement, (b) le poids volumique [Bilgin, 2009]	40
<b>Figure 2.11.</b>	Répartition des tractions maximales à la fin de la construction [Guler et al., 2012]	41
<b>Figure 2.12.</b>	Influence du module élastique des renforcements sur la déformation du mur [Abdelouhab et al., 2011]	42
<b>Figure 2.13.</b>	L'influence des paramètres de sol renforcé sur le déplacement horizontal de mur	42
<b>Figure 2.14.</b>	Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]	43
<b>Figure 2.15.</b>	Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]	45
<b>Figure 2.16.</b>	Variation de $\alpha_i$ en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton [Abdelouhab, 2010]	46
<b>Figure 2.17.</b>	Influence des poids des terres sur $f^*$ dans un essai d'extraction [Schlosser et Guilloux, 1981]	47
<b>Figure 2.18.</b>	Variation du coefficient $f^*$ dans un massif en sol renforcé [NF P94-270, 2009]	48
<b>Figure 2.19.</b>	Surface critique de rupture d'après les guides FHWA2009 : (a) armatures inextensibles, (b) armatures extensibles [Berg et al., 2009] ; L = 0.7H.	49
<b>Figure 2.20.</b>	Schéma de mur de soutènement avec des clous.	50
<b>Figure 2.21.</b>	Schéma de mur de soutènement (Forces de traction T pour chaque clou)	50
<b>Figure 2.22.</b>	Schéma du mur au poinçonnement	51
<b>Figure 2.23.</b>	Schéma du mur de glissement	51
<b>Figure 3.1.</b>	Effondrement de l'ensemble du mur de soutènement.	55
<b>Figure 3.2.</b>	Tassement (Korean Geosynthetics Society, 2010)	55
<b>Figure 3.3.</b>	Fissure et bousculade	56
<b>Figure 3.4.</b>	Effondrement du mur frontal	56
<b>Figure 3.5.</b>	Mauvais choix d'un type d'ouvrage au regard des tassements attendus	57
<b>Figure 3.6.</b>	Le Projet DAR	58
<b>Figure 3.7.</b>	Plan du mur R22	59
<b>Figure 3.8.</b>	Pluies journalières et horaires enregistrées au pluviomètre GEO n° K04 en mai 2013	60
<b>Figure 3.9.</b>	Zone de détresse aux travées 4/5 du mur R22 (Photographies prises les 22 et 23 mai 2013)	61
<b>Figure 3.10.</b>	Formation de dolines derrière le mur R22 (a), (b), (c) ; (photographies prises les 22 et 23 mai 2013)	62

<b>Figure 3.11.</b>	Perte de sol derrière l'étage supérieur des baies 8/9 (a), (b), (c) (photographies prises le 23 mai 013)	63
<b>Figure 3.12.</b>	État de la lagune dans l'artère de la carrière d'Anderson Road du site DAR (photographie prise le matin de la sortie de drainage à Cascade devant le mur R26 (photographie prise le 23 novembre)	64
<b>Figure 3.13.</b>	Plan d'aménagement schématique de la conception du drainage temporaire du site	64
<b>Figure 3.14.</b>	Schéma du système de drainage de surface tel qu'il a été construit sur la plate-forme B	65
<b>Figure 3.15.</b>	Route de transport temporaire au-dessus du canal en forme de U de 675 mm entre et ST16 (Photo prise le 16 mai 2013)	66
<b>Figure 3.16.</b>	Écoulement important depuis la plate-forme B entre les bacs à sable Arrière du mur R22 (Photographies prises vers 9h00)	66
<b>Figure 3.17.</b>	État du mur R22 avant l'incident du 22 mai 2013 (Photographies prises entre 15h00 et 16h00 le 21 mai 2013)	67
<b>Figure 3.18.</b>	Élévation du mur R22	68
<b>Figure 3.19.</b>	Section transversale typique du mur R22	68
<b>Figure 3.20.</b>	Détails typiques du mur R22	69
<b>Figure 3.21.</b>	Spatial arrangement des couches et des niveaux de drainage	71
<b>Figure 3.22.</b>	Incident de paroi R22 à l'interface entre les travées 4 et 5	72
<b>Figure 3.23.</b>	Incident de paroi R22 à l'interface entre les travées 6 et 7	72
<b>Figure 3.24.</b>	Incident de paroi R22 à l'interface entre les travées 8 et 9	73
<b>Figure 4.1.</b>	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	78
<b>Figure 4.2.</b>	Prétraitement en 5 modes de travail	79
<b>Figure 4.3.</b>	Vue en plan de l'emplacement du mur GRS endommagé	82
<b>Figure 4.4.</b>	Modèles de base de mur GRS sous PLAXIS V22	82
<b>Figure 4.5.</b>	Déplacement total (Cas de projet)	83
<b>Figure 4.6.</b>	Déplacement horizontal (Cas de projet)	84
<b>Figure 4.7.</b>	Forces de traction maximales (Cas de projet dernier géogrid 150KN/m)	84
<b>Figure 4.8.</b>	Coefficient de sécurité $F_s$ (Cas de projet)	85
<b>Figure 4.9.</b>	Première étape : de saisir les informations au sol et à la géogrid.	86
<b>Figure 4.10.</b>	Douzième étape : Dessiner le modèle avec ses propriétés et ses interfaces.	86
<b>Figure 4.11.</b>	Etape troisième : maillage et calcul des phases	87
<b>Figure 4.12.</b>	Déplacement total du modèle avec excavation $L=9.7$	87
<b>Figure 4.13.</b>	Déplacement horizontal du modèle avec excavation $L=9.7$	88
<b>Figure 4.14.</b>	Les forces de traction maximale du modèle avec excavation $L=9.7$	88
<b>Figure 4.15.</b>	Coefficient de sécurité du modèle avec excavation $L=9.7$	88
<b>Figure 4.16.</b>	Géométrie du modèle sans excavation (clouage du sol du remblai)	89
<b>Figure 4.17.</b>	Maillage du modèle	89
<b>Figure 4.18.</b>	Déplacement total du modèle	90
<b>Figure 4.19.</b>	Déplacement horizontal du modèle	90
<b>Figure 4.20.</b>	Les forces de traction maximale du modèle	90
<b>Figure 4.21.</b>	Coefficient de sécurité du modèle	91
<b>Figure 4.22.</b>	Géométrie du modèle sans excavation (clouage du sol du remblai et mur en béton)	91
<b>Figure 4.23.</b>	Maillage du modèle	92
<b>Figure 4.24.</b>	Déplacement total du modèle	92
<b>Figure 4.25.</b>	Déplacement horizontal du modèle	92

<b>Figure 4.26.</b>	Les forces de traction maximale du modèle	93
<b>Figure 4.27.</b>	Le coefficient de sécurité du modèle	93
<b>Figure 4.28.</b>	Déplacement total des cas étudié	94
<b>Figure 4.29.</b>	Déplacement horizontal des cas étudié	95
<b>Figure 4.30.</b>	Les forces des traction maximale $T_{max}$ (KN/m) des cas étudié	96
<b>Figure 4.31.</b>	Coefficient de sécurité $F_s$ des cas	96

<b>Tableau1.1.</b>	Différents types des murs de soutènement simple.	10
<b>Tableau1.2.</b>	Les murs de soutènement à géométrie complexe (FHWA, 2009).	11
<b>Tableau2.1.</b>	Les forces des traction maximale des clous	50
<b>Tableau4.1.</b>	Informations de base sur le mur GRS endommagé.	78
<b>Tableau4.2.</b>	Paramètres du sol.	79
<b>Tableau4.3.</b>	Méthodes de réhabilitation du mur GRS endommagé.	82
<b>Tableau4.4.</b>	Caractéristiques du parement de mur.	82
<b>Tableau4.5.</b>	Murs en terre renforcés	83
<b>Tableau4.6.</b>	Caractéristiques du Anchor.	84
<b>Tableau4.7.</b>	Déplacement total pour les cas.	84
<b>Tableau4.8.</b>	Déplacement horizontal pour les cas.	85
<b>Tableau4.9.</b>	Les forces des tractions maximales Tmax (KN/m) des cas.	86
<b>Tableau4.10.</b>	Coefficient de sécurité des cas.	86

*Liste des tableaux*

## Introduction générale

Les murs de soutènement en sol renforcé, souvent désignés sous le nom de Terre Armée inventée par Vidal dans les années 1960, jouissent d'une popularité mondiale en raison de leur construction simple, de leur esthétique attrayante et de leur rentabilité. Fondamentalement, la Terre Armée représente un système composite qui intègre un renforcement du sol, un matériau de remblai, un revêtement extérieur et une fondation. Depuis l'avènement du premier mur de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques, ce système a démontré son efficacité pendant plus de quatre décennies en tant que solution robuste pour la stabilisation des terres. La prééminence des géosynthétiques par rapport aux autres méthodes de renforcement a élevé les murs en sol renforcé par ces matériaux comme une option de premier choix dans la conception des ouvrages de soutènement.

Dans son principe, un mur de soutènement en sol renforcé est composé d'un matériau granulaire contenant des inclusions remplies de frottement et de renforts élastiques linéaires à forte résistance à la traction. de composants élastiques linéaires (inclusions) à grande résistance à la traction. Le revêtement extérieur de la structure est plutôt mince et souple. Afin de réduire au maximum la déformation de la structure, on utilise des armatures en acier relativement inflexibles par rapport au sol de remblai, afin d'éviter la corrosion autoportante. Ces armatures en acier qui ne peuvent pas être extensibles sont remplacées par des armatures synthétiques extensibles.

Cette étude se concentre sur les murs de soutènement en sol renforcé endommagés. L'objectif de ce travail est de fournir des informations pour comprendre le comportement de ce type de structure en examinant sa stabilité interne et externe lorsqu'elle est soumise à son poids propre (condition statique) par un calcul numérique en utilisant le code PLAXIS V22, et de fournir des solutions sur la façon de réhabiliter les murs de soutènement endommagés.

Le premier chapitre contient une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé. Les matériaux de remblai et leurs caractéristiques techniques, les systèmes d'interface et les renforcements.

Le deuxième chapitre traite le fonctionnement des murs de soutènement en sol renforcé soumis à des charges statiques. Tout d'abord, les approches de calcul des pressions exercées par le sol derrière ces murs sont abordées.

Ensuite, on présente les normes de conception telles que la norme française NFP 94-270 et le guide américain FHWA 2009, qui offrent des directives détaillées pour concevoir efficacement des structures en sol renforcé.

Le troisième chapitre aborde les défaillances des murs de soutènement en terre renforcée qui sont souvent sujets à la détérioration, principalement en raison d'une combinaison de facteurs tels

que la conception initiale et l'intensité des précipitations. Étant souvent construits dans des espaces restreints, ces murs sont difficiles à renforcer ou à réparer une fois endommagés.

Dans cette dernière partie, nous présentons l'analyse numérique de la stabilité d'un mur de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques à l'aide de PLAXIS V22 souvent pratique pour la modélisation de ce type des ouvrages. On traite un cas tiré de la littérature d'un mur de soutènement qui a subi des graves dommages nécessitant sa réparation. Des méthodes pratiques de réparation ont été présentées et discutées afin de donner des renseignements utiles à nos futurs géotechniciens de se relever de ces problèmes de défaillance.

# **Chapitre 01 :**

*Généralités sur les ouvrages en Terre Armée*

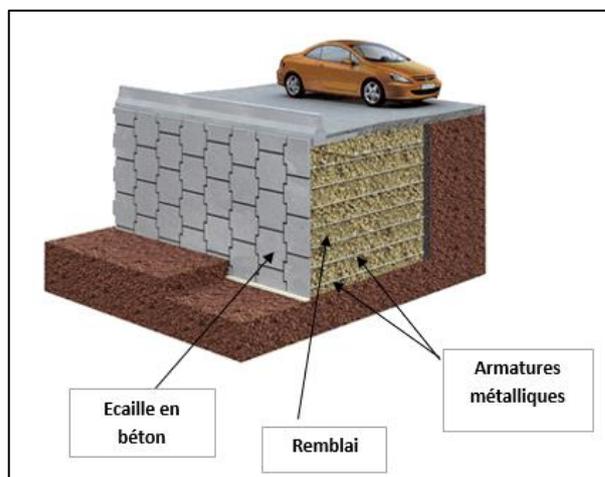
## Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, un ouvrage de soutènement est défini comme tout élément d'ingénierie adapté pour retenir les forces de poussée du sol. La technologie consistant à utiliser des éléments de renforcement pour améliorer les propriétés mécaniques du sol a été largement développée au cours des dernières décennies et est appliquée dans une variété de projets géotechniques tels que les murs de soutènement, les barrages, les fondations peu profondes et les remblais. Dans de nombreux cas, l'utilisation d'éléments de renforcement permet d'augmenter le facteur de sécurité et d'améliorer de manière significative les performances de la masse de sol. La terre armée est l'un des premiers types de structures inventés dans cette catégorie. Il existe deux types de structures de base réalisées à l'aide de la technologie de la terre armée : Les murs de soutènement et les ouvrages porteuses. Dans cette partie, nous essayons d'introduire le concept de sol renforcé et ses éléments les plus importants et quelle que technique et application en sol renforcée dans les murs de soutènement, les talus, les pentes...considérant les objectifs de l'utilisation des matériaux géotechniques dans ces structures.

## Définition et principe de la terre armée

### Définition de la terre armée

La terre armée est une technique de construction consistant en une combinaison de remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) installées à une interface, comme le montre la (Figure 1.1). Un matériau composite complet capable de résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées pendant la durée de vie de la structure est créé par l'alternance de couches de remblai concassé et de bandes de renforcement réparties de manière très horizontale. Les murs de soutènement, les rampes d'accès et les culées de pont sont les applications les plus courantes. (ILLIA HAROUNA Ismail et MEKMOUCHE Rabah)



## **Historique de la terre armée**

La technique de la Terre Armée a été inventé par Henri VIDAL, ingénieur et architecte des ponts et routes qui publia ses premiers résultats de recherche en 1963. « Au début, tout a commencé comme un jeu, construire un château de sable sur la plage de Saint-Tropez », raconte Henri Vidal lui-même.

En 1965, le premier projet de mur en terre armée a été finalisé à Bragnier (Pyrénées) et le premier mur a été construit.

La technologie a considérablement évolué depuis lors et, à partir du début des années 1970, de nombreux grands ouvrages ont été mis en service dans différents pays du monde à l'aide de murs en terre armée.

Des recherches sur la terre armée sont menées au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) depuis 1967.

Des études comparables ont ensuite été réalisées aux États-Unis (USA) et en Grande Bretagne (UK).

Les résultats de ces recherches ont été publiés en 1978 et deux séminaires internationaux sur la terre ont été organisés à Pittsburgh (USA) et Sydney (Australie).

Dès 1972, le LCPC et la société de « La Terre Armée » ont collaboré pour mener des recherches sur la résistance des armatures et la corrosion des renforcements métalliques enterrés dans les sols de remblai.

Le progrès technologique de la terre armée a été marqué par trois étapes :

- L'introduction du parement en écaille de béton en 1971, qui est actuellement utilisé pour la plupart des travaux.

- L'utilisation de renforcements géosynthétiques pour remplacer les armatures métalliques évite la corrosion.

Par la suite, l'utilisation de la terre armée s'est rapidement développée et a été adoptée comme une nouvelle technique de construction par les grands pays industriels.

La demande est aujourd'hui toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de la terre armée s'est avérée très efficace en raison de sa grande flexibilité.

(ILLIA HAROUNA Ismail et MEKMOUCHE Rabah)

## **Principe de la terre armée**

Le principe est simple : les efforts de frottement qui se développent aux points de contact du sol et des armatures créent une liaison permanente entre les deux composants (terre et armature).

Il en résulte un matériau composite unique qui présente de nombreux avantages par rapport aux matériaux conventionnels utilisés dans le domaine du génie civil :

La facilité avec laquelle les constructions fondées directement sur des sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables peuvent être réalisées.

La forte résistance aux efforts dynamiques et statiques.

La rapidité d'exécution en utilisant des composants entièrement préfabriqués.

L'apparence des œuvres qui sont décorées avec diverses techniques architectoniques.

Les économies considérables.

A partir d'études TenCate\_Soil-Reinforcement\_-Case-Studies\_EN\_2010\_v2 ):

## **Applications de sol renforcé**

Pour les applications de sol renforcé, une ou plusieurs couches de renforcement géosynthétique sont utilisées pour assurer la stabilité et réduire les déformations des structures géotechniques. Le renforcement géosynthétique est utilisé pour une variété d'applications de sol renforcé, dont les plus courantes sont résumées ci-dessous.

### **Remblais renforcés à la base sur sol meuble**

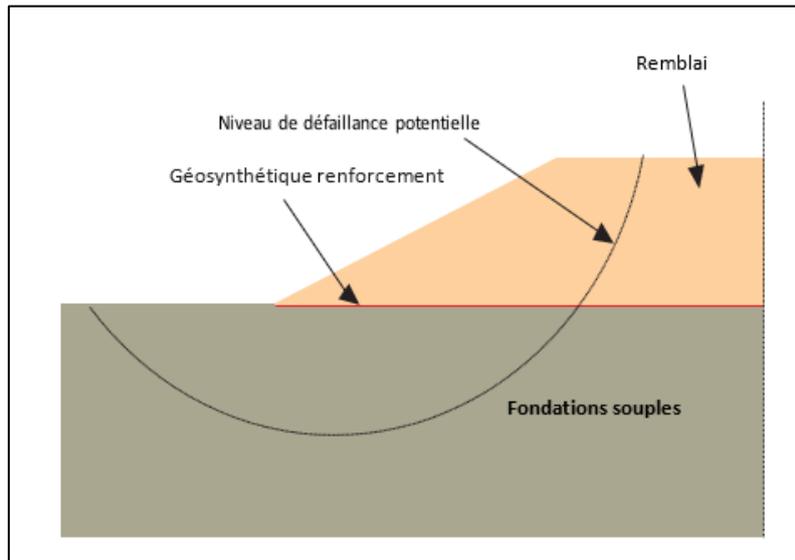
Ici, une couche de renforcement géosynthétique est placée à la base d'un remblai construit sur des sols de fondation mous afin d'améliorer la stabilité du remblai.

La présence de l'armature géosynthétique permet de construire le talus plus haut et avec des pentes latérales plus raides qu'en l'absence d'armature. (Figure 1.2)

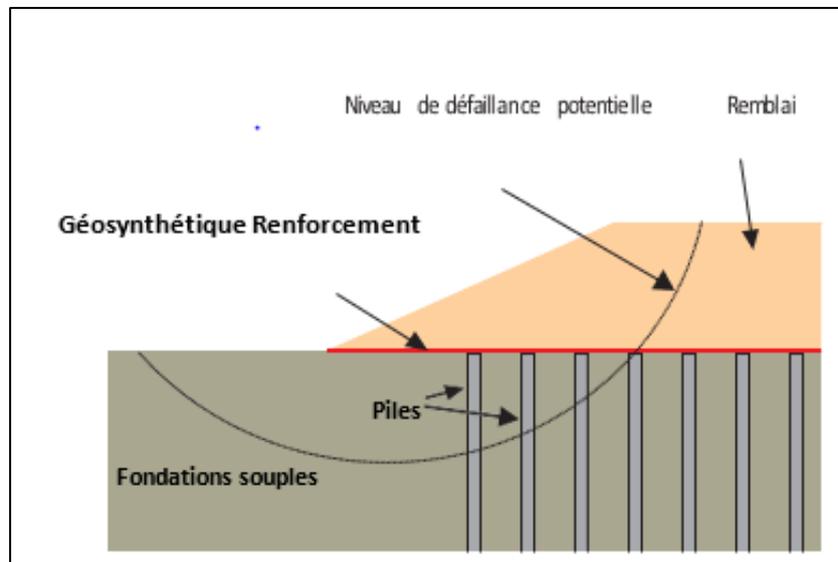
### **Remblais renforcés à la base sur des pieux**

Ici, une couche de renforcement géosynthétique est placée à la base d'un remblai sur une plate-forme de fondation sur pieux afin d'améliorer la stabilité et d'empêcher le tassement du remblai.

La présence d'un renforcement géosynthétique en combinaison avec la plate-forme de fondation sur pieux permet de construire le talus à n'importe quelle hauteur, à n'importe quel rythme, sans problèmes d'instabilité et de tassement. (Figure 1.3)



*Figure1.2. Remblais renforcés à la base Sur sol meuble*



*Figure1.3. Remblais renforcés à la base sur pilotis.*

### **Remblais renforcés à la base et couvrant les vides**

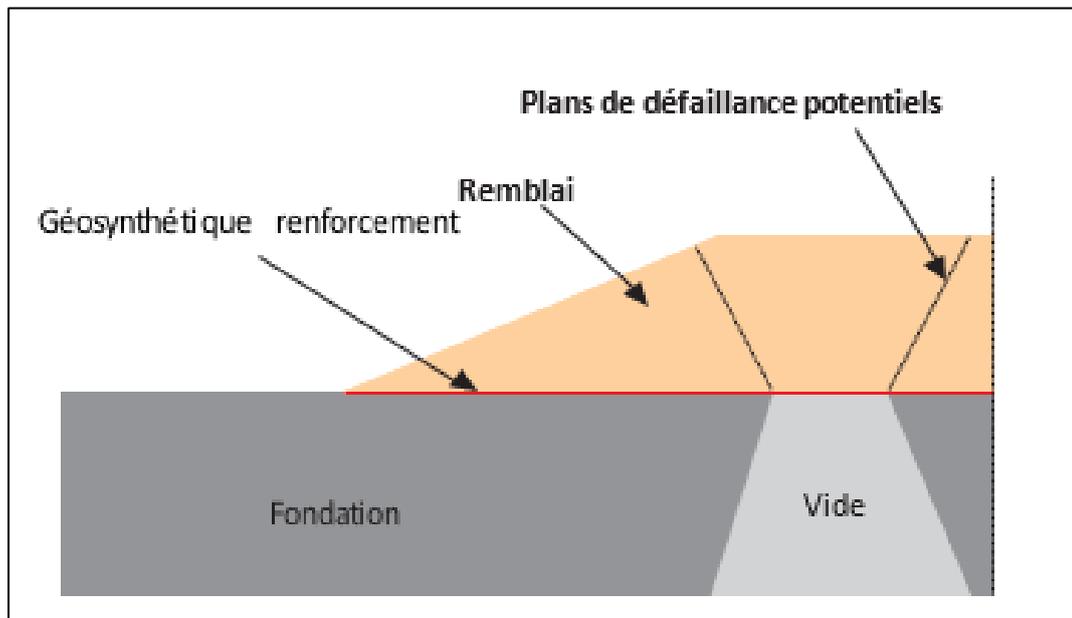
Ici, une couche de renforcement géosynthétique est placée à la base d'un remblai sur une fondation sujette à la formation de vides, afin de prévenir l'instabilité et les tassements localisés excessifs du remblai.

La présence de l'armature géosynthétique garantit que la formation de vides dans la fondation n'entraîne pas de détresse à la surface du remblai. (Figure1.4)

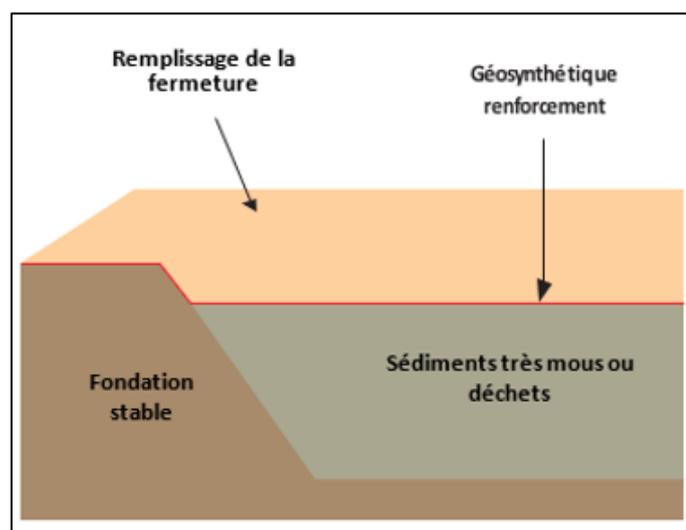
### **Fermetures souples renforcées et Pentes en remblai renforcé**

Ici, une couche de renforcement géosynthétique est placée à la surface de dépôts très mous avant la mise en place du remblai et la fermeture du site. Ici, une couche de renforcement géosynthétique est placée à la surface de dépôts très mous avant la mise en place du remblai et la fermeture du site.

La présence d'une armature géosynthétique assure la stabilité locale, permettant la construction d'une plate-forme de travail stable sur le dépôt très souple. (Figure 1.5).



*Figure1.4. Remblais renforcés à la base*

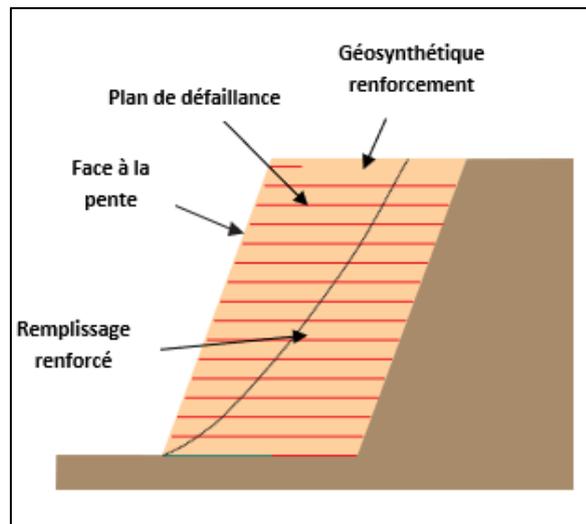


*Figure1.5. Fermetures souples renforcées*

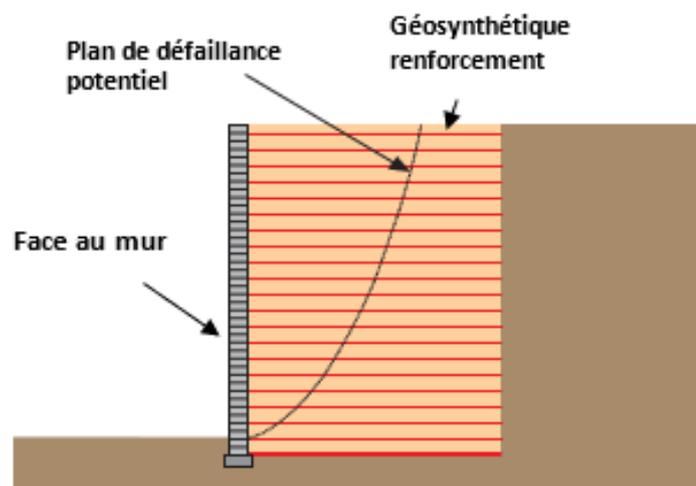
Ici, plusieurs couches de renforcement géosynthétique sont placées dans la pente pour assurer la stabilité et limiter les déformations lors de la mise en place et du compactage du remblai renforcé. La présence du renforcement géosynthétique permet de construire des pentes stables à n'importe quelle hauteur et à n'importe quel angle de pente. (Figure1.6)

## Murs en terre renforcée

Ici, plusieurs couches de renforcement géosynthétique sont placées dans le mur pour assurer la stabilité et limiter les déformations lors de la mise en place et du compactage du remblai renforcé. La présence de l'armature géosynthétique permet de construire des murs stables à des hauteurs très variées. (Figure1.7)



*Figure 1.6. Pentes de remblai renforcées*



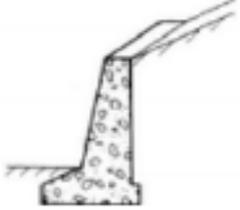
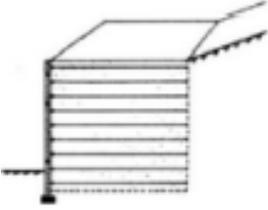
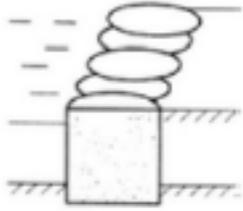
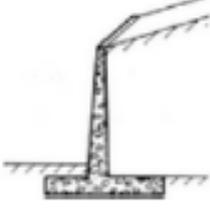
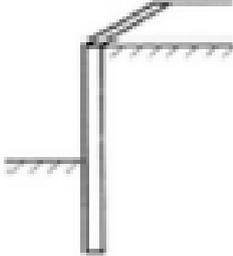
*Figure 1.7. Murs en terre renforcés*

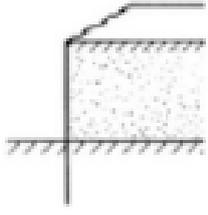
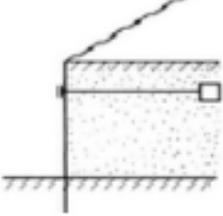
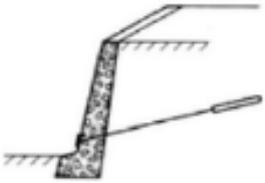
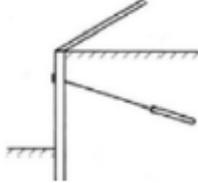
## Types des ouvrages de soutènement.

Il existe de nombreux types de structures de soutènement pour le génie civil, Les murs de soutènements simples et les murs de soutènement complexes.

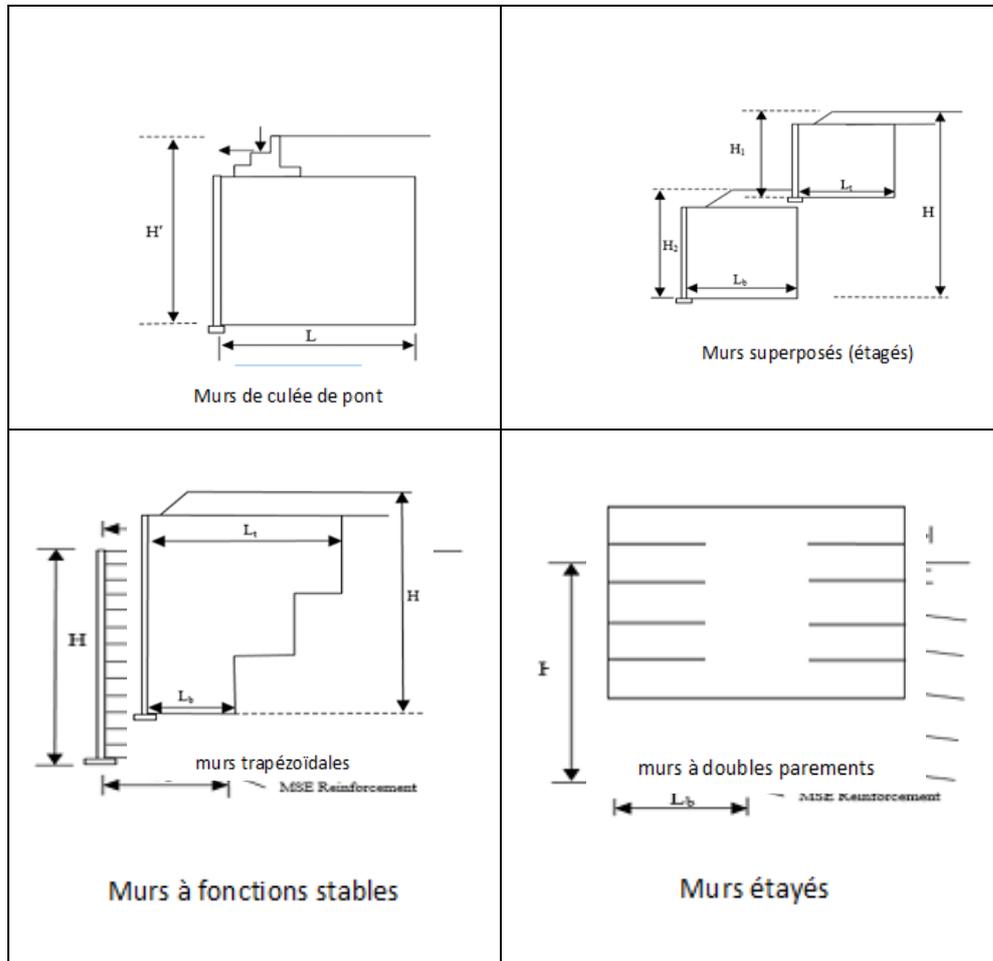
Les tableaux 1 et 2 résument ces types :

**Tableau 1.1 : Différents types des murs de soutènement simple**

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p data-bbox="347 562 576 591">Mur-poids en béton</p>	<p data-bbox="667 300 1382 376">_ Ouvrage rigide doté avec une base élargie et encastrée au-dessus du sol de fondation.</p> <p data-bbox="667 421 1382 497">_ Il fonctionne en faisant participer une partie du poids du remblai à l'action de soutènement</p>
 <p data-bbox="341 904 568 934">Mur en sol renforcé</p>	<p data-bbox="667 636 1382 712">_ Avant toute excavation, un mur est construit en bétonnant une tranchée remplie de boue pour assurer sa stabilité.</p> <p data-bbox="667 757 1382 833">_ Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation</p>
 <p data-bbox="347 1256 560 1285">Ouvrage cellulaire</p>	<p data-bbox="667 978 1382 1055">_ L'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage</p>
 <p data-bbox="312 1599 651 1628">Mur cantilever en béton armé</p>	<p data-bbox="667 1337 863 1366">_ Ouvrage rigide</p> <p data-bbox="667 1411 1382 1487">_ n'est pas en mesure de supporter des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille sans subir de dommages.</p>
	<p data-bbox="667 1680 1382 1756">_ Des inclusions souples résistantes à la traction renforcent le sol retenu.</p> <p data-bbox="667 1800 1382 1877">_ ouvrage souple qui permet les tassements variés du sol de fondation</p>

<p>Paroi moulée</p>	
 <p>Rideau de palplanches</p>	<p>_ La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être très souple dans certains cas</p>
 <p>Rideau ancré</p> <p>Les murs</p>	<p>_Le mur est construit à partir de poteaux préalablement enfoncés dans le sol. Des éléments préfabriqués (poutres, plaques) ou moulés sur place sont placés entre les poteaux pendant l'excavation. Les ancrages fixés sur les poteaux réduisent la poussée des terres.</p>
 <p>Mur en béton encre</p>	<p>_ Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol</p> <p>_ Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont fixées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part au sol par un corps d'ancrage ou un scellement avec un coulis d'injection</p>
 <p>Paroi moulée encre</p>	

**Tableau 1.2** : Les murs de soutènement à géométrie complexe (FHWA, 2009)



## Les éléments d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée

L'ensemble des composants d'une structure en Terre Armée (Figure 1.8) a un impact direct sur sa stabilité et ses performances.

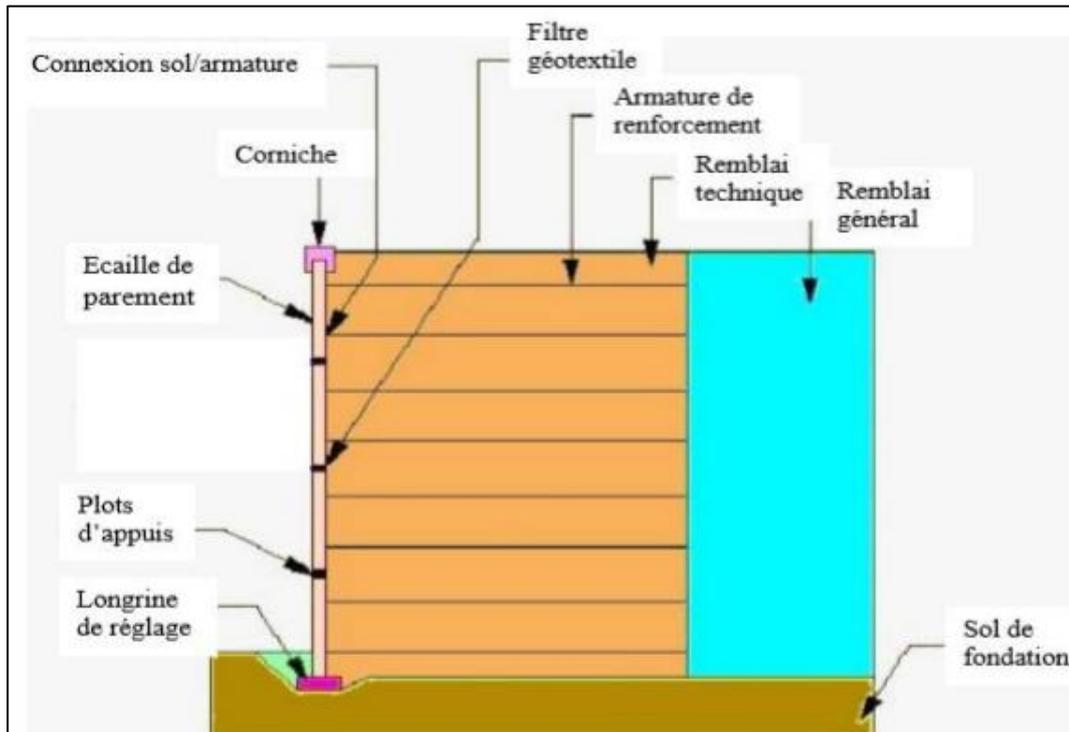


Figure 1.8. Éléments d'un mur en Terre Armée (Djabri,2017)

## Les renforcements

Il existe deux types de renforcement : renforcements métalliques et renforcements géosynthétiques.

### Renforcements métalliques :

Généralement, les armatures se présentent sous forme de lanières en aluminium, d'acier inoxydable ou galvanisé, ou de treillis soudés. (Figure 1.9)

Les caractéristiques suivantes doivent être présentes sur les armatures :

Avoir une résistance à la traction élevée, une rupture de type non fragile et peu de fluage.

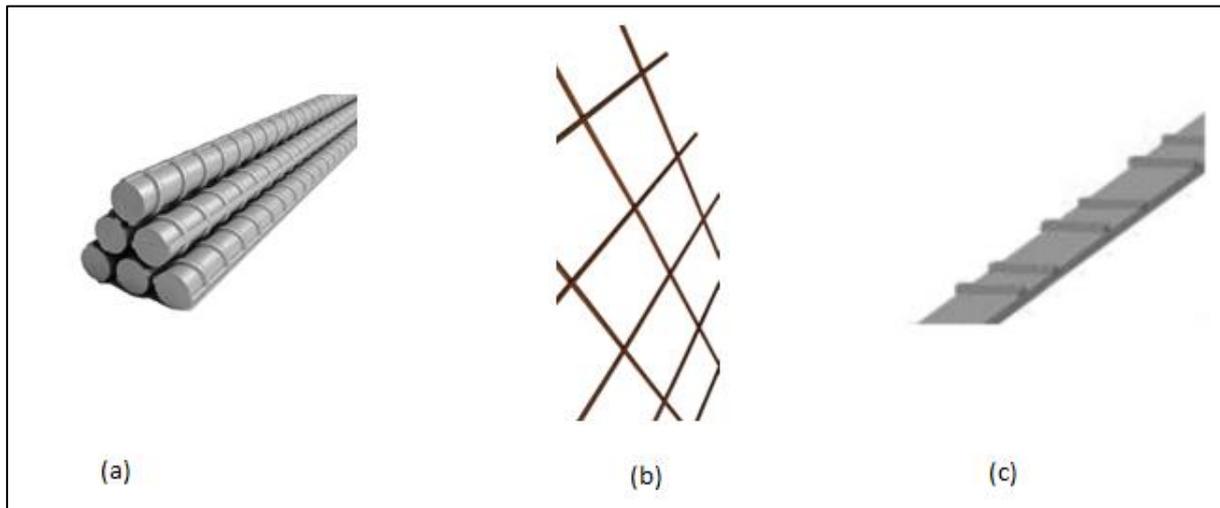
La déformabilité des charges de service est faible (quelques pourcentages).

Il est nécessaire que le matériau de remblai présente un coefficient de frottement élevé.

Il doit être suffisamment souple pour ne pas entraver la déformabilité du matériau et pour être facile à mettre en œuvre.

Il doit être économique et durable.

Cependant, lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées dans le monde. (Farik,2013)



*Figure 1.9. Armatures métalliques : (a) barres métalliques, (b) treillis soudés (c) bandes métallique haute adhérence*

### **Renforcements géosynthétiques**

Les géosynthétiques peuvent être fabriqués à partir d'une variété de polymères, notamment le polyester (PET), le polyvinyle alcool (PVA) et le polypropylène (PP).

Les renforcements géosynthétiques principaux pour la terre armée sont les suivants :

PARAWEB\_2S

Ils sont constitués de dix faisceaux distincts de fibres de polyester, protégés par une couche de polyéthylène ultérieurement. En fonction du nombre de fibres, leur taille varie de 85 à 90 millimètres et leur épaisseur varie de 4 à 6 millimètres. Les armatures de nuances 30, 50, 75 et 100 KN (résistance à la rupture garantie) sont courantes. Ils sont livrés sous forme de rouleaux.

Les Freyssisol (initialement Web sol)

Les renforcements sont constitués de bandes synthétiques d'une largeur de 90 mm et d'une épaisseur de 2 à 3 mm. Ces bandes étaient constituées de fibres de polyester à haute densité qui étaient protégées par une gaine en polyéthylène basse densité.

- **Le système GeoMegaR**

En 2004, une nouvelle technologie a été présentée, qui met en œuvre les mêmes matériaux de renforcement synthétique (ayant une largeur de 50 mm). Ce système apporte une amélioration significative en supprimant tout intermédiaire métallique (donc corrodable) entre les bandes de renforcement et les écailles de parement en béton. (Figure1.10)



*Figure 1.10. Les renforcements géosynthétiques (système de connexion GeoMega)*

## **Remblai général**

Le remblai général est le sol qui forme l'arrière du mur. Il n'est pas renforcé par des armatures et ne fait pas partie de la structure du mur.

## **Remblai dit technique**

### **Critères géotechniques**

Les critères purement granulométriques sont nécessaires pour garantir un frottement sol-armature suffisante, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes, selon les recommandations (LCPC, SETRA, NCMA, FHWA...).

Le critère défini est le suivant : tous les matériaux contenant moins de 15 % d'éléments inférieurs à 80  $\mu\text{m}$  sont acceptés sous réserve qu'ils ne contiennent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier, il n'est pas nécessaire de déterminer la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation et de mesurer l'angle de frottement du sol). Le coefficient d'uniformité du remblai  $C_u = D_{60}/D_{10}$  ( $D_{60}$  et  $D_{10}$  représentent respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent respectivement 60 % et 10 % du poids total). Si  $C_u$  est inférieur à 2, il est nécessaire de dimensionner l'ouvrage de manière appropriée.

### **Critères de mise en œuvre**

Il est essentiel d'effectuer un bon compactage et de mettre en place correctement le matériau de remblai afin de garantir la stabilité de l'ouvrage.

En général, les exigences sont similaires à celles appliquées pour la réalisation des remblais et des couches de forme (LCPC, 2003 ; FHWA, 2009).

La taille maximale des grains est également influencée par l'espacement des lits de renforcement et, si nécessaire, par la taille des éléments de parement.

La taille maximale des grains sera également influencée par le choix du renforcement afin que les dommages causés par la mise en œuvre soient limités dans les limites fixées par le projet.

Au cours de la pose des écaïlles, le remblai est placé sur une couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, qui représente la moitié de la distance entre les deux lits d'armatures.

Il est important d'éviter que les machines ne touchent directement les armatures et que les engins lourds ne circulent pas à moins de 1,50 mètre des écaïlles, car cela pourrait compromettre leur stabilité verticale.

En Terre Armée, le taux de compactage en tout point du massif doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Les matériaux ne doivent jamais être placés avec plus d'eau que l'optimum Proctor. (Farik,2013).

### **Critères chimiques ou électrochimiques**

Les exigences électrochimiques et chimiques nécessaires à la durabilité des armatures sont :

- **Pour les armatures en métal :**

La vitesse de corrosion, qui est une fonction de plusieurs facteurs, est utilisée pour déterminer la durabilité des armatures enterrées dans le sol.

La résistance d'un ouvrage en Terre Armée avec des armatures métalliques dépend de sa durabilité, qui dépend des conditions chimiques et électrochimiques du sol.

Ils sont classés en fonction de la nature du sol, des ions de l'eau interstitielle, de la résistivité, du pH et de la quantité de sels solubles.

Pour les ouvrages courants hors d'eau les remblais doivent répondre aux exigences chimiques et électrochimiques nécessaires à la durabilité des armatures. Ces exigences incluent,

- Résistivité du sol sature supérieure à 1000  $\Omega$ .cm ;
  - PH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ( $5 \leq \text{ph} \leq 10$ ) ;
  - Teneur en sels solubles ;
  - Teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg (CL- $\leq$  200 ppm) ;
  - Teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ( $[\text{SO}_4^-] \leq 1000$  ppm) ;
  - Limite de la combinaison des chlorures et des sulfates à  $5 \times [\text{Cl}^-] + [\text{SO}_4^-] \leq 1000$  ppm (NF P 94-270, 2009)
  - Teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg (S<300 ppm) ;
  - Pas de matières organiques
- **Pour les armatures faites de matériaux (synthétiques)**

Seul le critère de pH doit être vérifié pour les armatures synthétiques utilisées en Terre Armée. Quelle que soit la classe de durée d'utilisation de l'ouvrage, il convient de ne pas utiliser de

renforcements geosynthétiques dans des conditions de pH extrêmes ( $\text{pH} < 4$  ou  $\text{pH} > 11,5$ ). (NF P 94-270, 2009)

## Panneaux ou écailles de la façade du mur

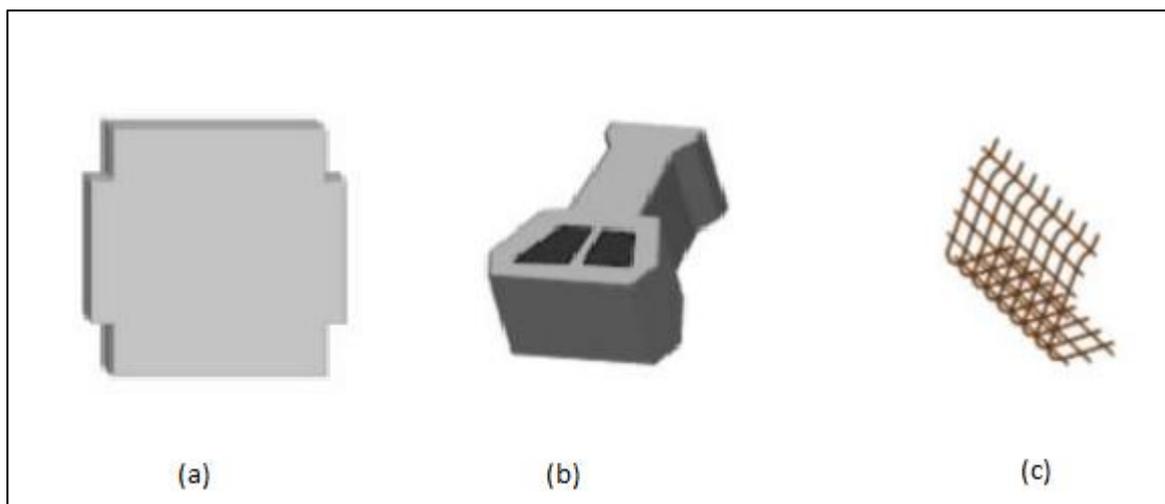
Ils servent à maintenir le sol à la face du mur, mais ne sont pas utilisés comme soutènement. En général, ils sont fabriqués en béton, mais ils peuvent également être métalliques, en bois, en béton sec moulé ou d'autres matériaux.

Les écailles cruciformes en béton sont les panneaux les plus couramment employés. Il s'agit de plaques d'une masse d'environ 850 kg et de largeur et de hauteur de 1,5 m.

Lors de leur mise en place, elles sont imbriquées les unes dans les autres par un système de goujons verticaux destinés à faciliter le montage et à assurer la continuité de la pose.

Les possibilités de rotation autour des goujons permettent de réaliser des murs courbes avec des écailles standard.

La forme, la texture et la couleur de la surface extérieure des écailles peuvent être modifiées pour donner des aspects architecturaux différents pour chaque mur. (Figure 1.11)



*Figure 1.11. Panneaux ou écailles de la façade du mur : (a) écailles cruciformes, (b) blocs, (c) treillis métalliques*

### ➤ Plots d'appuis

On les ajoute entre deux écailles successives d'une même colonne pour créer un espacement adéquat et éviter ainsi les points de contact entre le béton et le béton, ce qui peut entraîner des épaufrures.

### Filtre en géotextile

On l'emploie pour protéger les joints entre les panneaux. Il s'installe à l'arrière des panneaux du côté du sol robuste. Cela prévient l'érosion du sol par les joints et facilite le déversement de l'eau en excès.

### Semelle de réglage

Il s'agit d'une semelle en béton non armé qui sert à assurer un niveau de planéité adéquat pour l'installation de la première rangée d'écailles.

### **Connexion panneau/armature**

Pour les armatures métalliques, il s'agit généralement d'un système de chape métallique encastrée dans le béton des écailles lors de leur préfabrication (amorces).

Pour les armatures synthétiques Le système GeoMega utilise un gain en polyéthylène haute densité pour assurer un ancrage optimal, garantissant que les bandes souples émergent de l'écaille sur la plaque et dans le même plan.

## **Les Avantages et domaine d'utilisation en Terre Armé**

### **Avantages et de la Terre Armé**

L'utilisation de la Terre Armée présente de nombreux avantages, notamment :

- La grande souplesse du massif obtenu ;
- L'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (armatures, parement) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger ;
- Le coût relativement faible.

### **Domaines d'utilisation de la Terre Armée**

#### **Ouvrages ferroviaires**

Dans de nombreux pays, la Terre Armée est employée pour le chemin de fer ou le métro. Outre quelques constructions particulières, l'utilisation de la technique Terre Armée utilise la même technologie que dans le domaine de l'infrastructure routière, bien que le souci de sécurité puisse parfois entraîner une augmentation de la durée de vie et des coefficients de sécurité pour les infrastructures ferroviaires. (Exemple01)

#### **Exemple 01 : Remblais renforcés par du sel enjambant des vides : Voie ferrée à grande vitesse sur fondation karstique, LGV Est, Lorraine, France**

Pendant la construction de cette ligne ferroviaire à grande vitesse, près de La Croix-sur-Meuse dans l'Est de la France, l'entrepreneur a découvert des cavités dans les fondations d'une longue tranchée le long du tracé de la voie ferrée proposée.

Les cavités se trouvaient dans une couche de calcaire karstique qui coïncidait avec la base de la structure de la voie ferrée à grande vitesse. (Figure1.12)



**Figure 1.12.** Types de cavités trouvées à la base de la tranchée ferroviaire

La méthode de conception française RAFAEL a été utilisée pour analyser le problème et fournir une solution acceptable en termes d'épaisseur de remblai structural et de résistance à la traction et de rigidité du renforcement géosynthétique.

Le renforcement géocomposite Bidim® PPC75-75 est composé de fils de polypropylène à haut module et a une résistance à la traction de 75 kN/m dans les directions longitudinale et transversale. (Figure 1.13)



**Figure 1.13.** Mise en place du renforcement géocomposite Bidim® PPC75-75 le long de la base de la tranchée ferroviaire

Il a été considéré que le polypropylène offrirait une meilleure durabilité à long terme dans les conditions de pH plus élevées associées à la présence de chaux et de calcaire.

La surface de la couche de calcaire karstique a été nivelée jusqu'au niveau requis pour les fondations.

Jusqu'aux bords de la coupe afin d'assurer une résistance maximale à l'adhérence du renforcement géosynthétique.

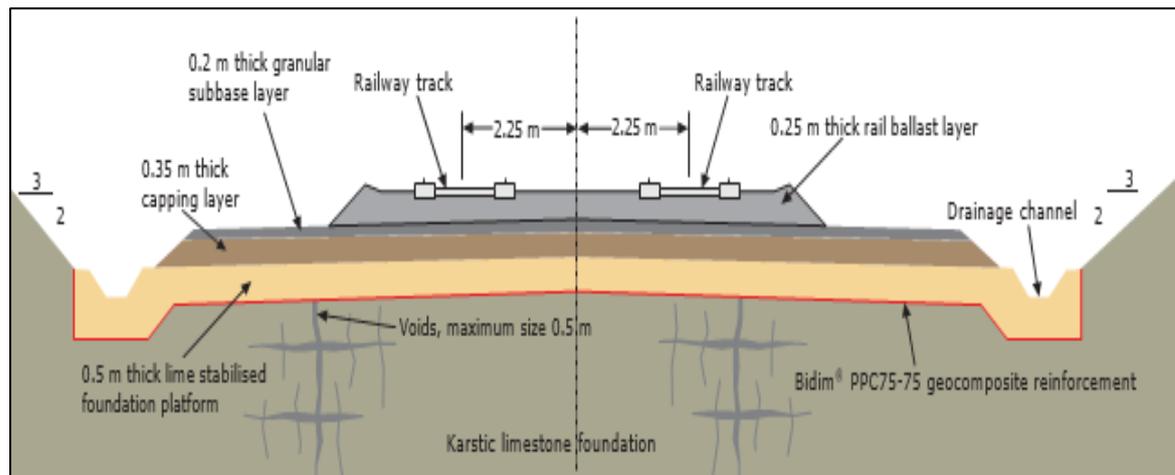
Une plate-forme compactée de 5 m d'épaisseur, stabilisée à la chaux, a été construite.

Cette couche compactée a été étendue jusqu'aux extrémités du renforcement géocomposite afin d'assurer une couverture maximale du développement de l'adhérence.

Une couche de couverture granulaire de 35 m d'épaisseur a été placée et compactée sur la plate-forme stabilisée à la chaux.

Une couche de fondation granulaire de 2 m d'épaisseur a été mise en place et compactée.

L'épaisseur totale de la plate-forme stabilisée à la chaux, de la couche de couverture granulaire et de la couche de fondation granulaire correspond à l'épaisseur minimale requise de. (Figure 1.14 et Figure 1.15)



*Figure 1.14. Coupe transversale typique de la structure de la voie renforcée basale*



*Figure 1.15. Achèvement de la voie ferrée à grande vitesse*

## Ouvrages routiers

Les procédés Terre Armée sont principalement utilisés pour la création de soutènements pour les chaussées en terrain dénivelé des routes, autoroutes et des sites urbains.

Les exemples pour ces ouvrages : les murs sous chaussées, simples ou étagés - les culées porteuses - les culées mixtes - les murs de rampes - les talus raidis - les merlons anti-bruit). (Exemple 02,03,)

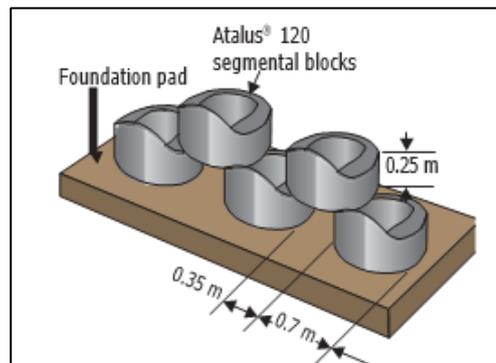
### **Exemple 02 : Murs en terre renforcée : Culées de viaducs, M'Sila, Algérie.**

La partie en béton du viaduc mesure 44 m de long, 11 m de large et 10 m de haut pour permettre au trafic ferroviaire de passer en dessous.

Le client a été confronté à l'utilisation d'un mur de soutènement pour les culées du viaduc, car une solution traditionnelle de talus en terre aurait nécessité l'acquisition de propriétés privées adjacentes au viaduc, l'enlèvement d'arbres et le déplacement d'une route existante à proximité du viaduc.

Diverses solutions de murs de soutènement ont été étudiées, mais pour des raisons de coût, d'esthétique et de rapidité de construction, la solution d'un mur de blocs segmentaires en terre renforcée par géosynthétique a été retenue.

Ces blocs sont de forme cylindrique et permettent à la terre d'être placée à l'intérieur du bloc cylindrique, ce qui facilite la croissance de la végétation sur la face du mur. (Figure1.16)



*Figure 1.16 Détails des blocs segmentaires Atalus® 120*

La disposition des blocs Atalus® 120 a été conçue de manière à ce que l'angle d'orientation du mur soit d'environ 74°.

Cela a permis d'obtenir une largeur de pilier de base de 16 m à l'emplacement de la hauteur maximale du mur, ce qui répondait aux exigences du client de ne pas empiéter sur les propriétés privées adjacentes et les zones d'arbres adjacentes.

Il s'agit du mur en blocs Atalus® 120 le plus haut construit sans l'adoption de bermes intermédiaires.

La conception des culées du mur en sol renforcé a utilisé le renforcement géocomposite Bidim® PEC120 en extension 7.

Le cas échéant, le renforcement géocomposite a été étendu sur toute la longueur des piliers, d'une face du mur à l'autre.

Le renforcement géocomposite Bidim® PEC120 est constitué de fibres de polyester à haut module fabriquées dans une structure composite, et a une résistance initiale à la traction de 120 kN/m. (Figure1.17 et Figure1.18)



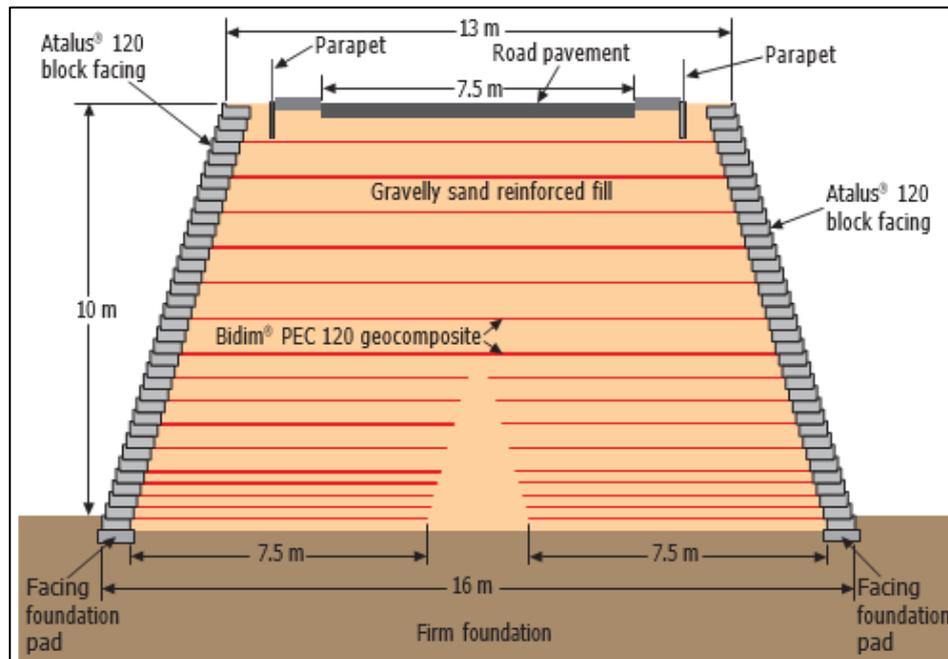
*Figure 1.17. Construction du mur*



*Figure 1.18. Coulage des blocs segmentaires*

avant l'installation des parapets

Les socles de fondation pour les parements des murs étaient en béton.  
De la terre végétale a été placée à l'intérieur des unités de parement, ainsi que des semis de végétation. (Figure 1.19 et Figure 1.20)



*Figure 1.19. Coupe transversale des murs de la culée.*



*Figure 1.20. Murs en blocs CT après l'achèvement des travaux*

### **Exemple 03 : Murs en terre renforcée : Autoroute surélevée de Panipat, Haryana, Inde.**

La route nationale 1 (NH 1) s'étend sur 450 km depuis la ville de Wagah au Pendjab, près de la frontière entre l'Inde et le Pakistan, jusqu'à la capitale indienne New Delhi, en passant par Amritsar, Jalandhar, Ludhiana, Ambala, Kurukshetra, Karnal, Panipat et Sonipat.

Le projet d'autoroute surélevée de Panipat prévoit la modernisation de 10 km d'autoroute le long du corridor de la NH1 qui traverse la ville de Panipat. Cette modernisation a été entreprise pour réduire les embouteillages dans la ville de Panipat.

Diverses structures autoroutières ont été construites, y compris un certain nombre de ponts aériens le long du tracé de l'autoroute surélevée. C'est le cas des murs de soutènement en sol renforcé des talus d'approche des autoponts pour le projet d'autoroute surélevée de Panipat.

A 9 m de hauteur, les murs de soutènement n'ont pas une stabilité suffisante contre les défaillances potentielles des appuis, et donc une plate-forme de sable compacté de 1 m d'épaisseur renforcée par 2 couches de géotextile Polyfelt® WX300 a été construite à la base des murs de soutènement pour améliorer la capacité d'appui. (Figure 1.21)



**Figure 1.21** Installation de l'armature géotextile Polyfelt® WX300 dans la plate-forme de sable compacté

Le système de mur adopté pour le projet était un mur de soutènement en sol renforcé par des géogrilles avec un parement en panneaux discrets en béton préfabriqué.

Des géogrilles Miragrid® GX de différentes résistances, allant de 40 kN/m à 100 kN/m, ont été utilisées comme éléments de renforcement du sol dans le mur de soutènement.

Le sable a été utilisé comme remblai renforcé, compacté pour atteindre une densité Proctor standard de 95 %.

Un tuyau en PVC perforé a été placé au bas de la colonne de gravier pour drainer toute fuite derrière la façade du mur. (Figure 1.22)



**Figure 1.22.** Couche de drainage granulaire avec filtre géotextile Polyfelt® TS30

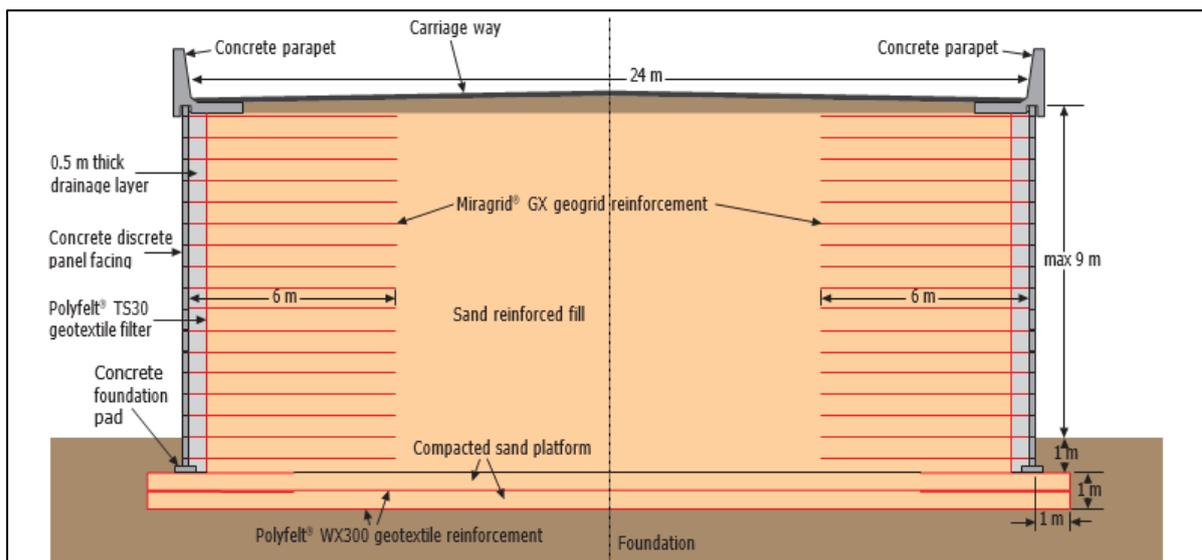
Les façades des panneaux en béton préfabriqué ont été préfabriquées hors site et livrées sur le site du projet au moment voulu.

Le panneau standard mesure 0,6 mètre de haut, 1,38 mètre de large et 0,2 mètre d'épaisseur. Il est constitué de béton armé de qualité M35 pour permettre le transport, la manutention et la mise en place sans fissure. Chaque panneau standard pèse environ 450 kg.

Il permet également aux renforts en géogrille Miragrid® GX d'atteindre une bonne capacité de connexion avec les panneaux.

Les murs de soutènement en sol renforcé par des géogrilles Miragrid® GX pour le projet d'autoroute surélevée de Panipat ont été conçus en conformité avec les principaux codes de conception internationaux.

L'autoroute surélevée achevée a été ouverte à la circulation et le tronçon de murs de soutènement est aujourd'hui le plus long le long de la NH1. (Figure1.23 et Figure1.24)



**Figure 1.23.** Section typique des murs en terre renforcée



*Figure 1.24. L'achèvement des travaux*

## **Ouvrages industriels et de protection**

La méthode Terre Armée est largement employée afin de satisfaire les exigences d'aménagement dans les sites industriels traditionnels et spécifiques tels que les silos de stockage de charbon ou de minerai, les murs de déchargement, les postes de criblage et de concassage.

### **Exemple04 : Remblais renforcés à la base sur sol meuble : Barrage de confinement partiellement submergé, Doeldok, Anvers, Belgique**

Le défi majeur de ce projet était que la digue de confinement devait être construite sur des sédiments très mous, d'une épaisseur d'environ 9 m, dans la base du quai existant ; et ceux-ci ne pouvaient pas être enlevés pour des raisons environnementales.

En raison de la très faible capacité portante et de la résistance au cisaillement non drainé de ces sédiments, il est apparu clairement qu'un renforcement de la couche de fondation était nécessaire pour assurer la stabilité de la digue de confinement.

La solution adoptée a consisté à combiner un mélange de sol en profondeur sous les pentes latérales du barrage de confinement avec un renforcement par géotextile dans la pente extérieure (plus raide) du barrage.

La combinaison des deux traitements sur la pente extérieure de la digue a permis d'assurer une stabilité adéquate pendant la construction contrôlée de la digue de confinement.

Le côté extérieur du barrage de confinement, la stabilité a été maintenue en utilisant de grandes unités de parement en blocs segmentaires de sable-ciment attachées à des couches de renforcement géotextile Geolon® PET200.

L'utilisation d'unités de parement segmentaires a permis de construire la pente latérale extérieure avec un angle de pente de 1V :2,5H. (Figure1.25)



**Figure 1.25.** *Levage d'une unité de parement fabriquée avec une armature géotextile Geolon® PET200 attachée pour la mise en place sous l'eau*

Les couches de renforcement géotextile Geolon® PET200 sont utilisées pour fournir une stabilité de cisaillement supplémentaire à la pente extérieure de la digue de confinement.

L'utilisation d'un géotextile de renforcement en polyester a été jugée importante car elle permet au géotextile de s'enfoncer facilement dans l'eau et facilite ainsi sa mise en place.

Pour permettre une mise en place efficace sous l'eau, de grands blocs segmentaires en sable-ciment et leurs armatures en géotextile Geolon® PET200 ont été fabriqués à terre avant la mise en place. (Figure1.26)

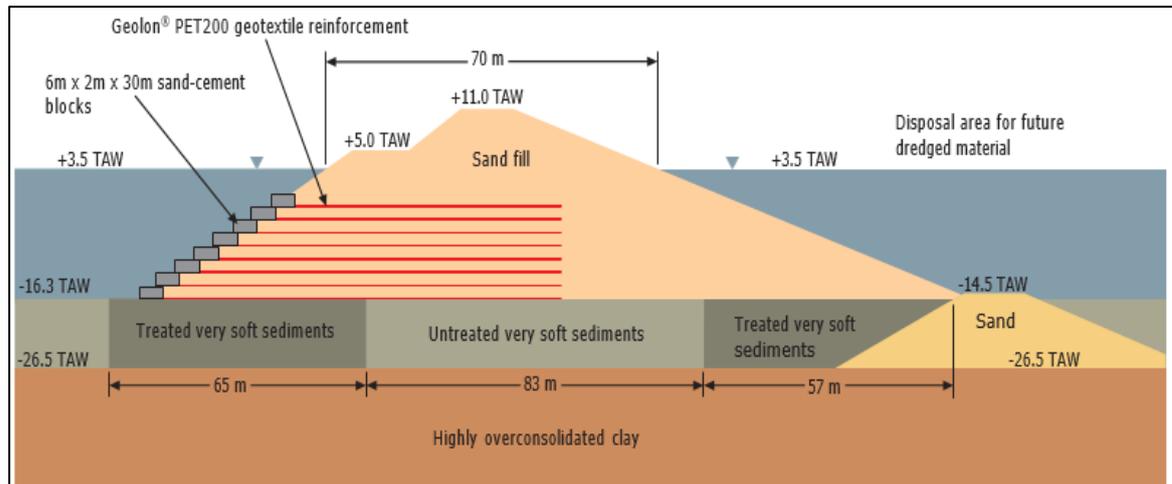


**Figure 1.26** *Fabrication à terre du parement en blocs de sable-ciment avec l'armature géotextile Geolon® PET200 de 100 m de long*

Le poids de ces blocs et de l'armature géotextile enroulée était d'environ 380 tonnes et a été soulevé par une grande grue flottante utilisée sur le projet. À l'extérieur du mur, les parements en gros blocs avec l'armature géotextile attachée ont été installés à l'aide de la grue flottante. L'armature géotextile Geolon® PET200 a ensuite été entièrement déroulée sur la surface du

remblai de sable en une seule feuille continue, à la longueur requise, à l'aide d'une deuxième grue flottante.

La construction du barrage de confinement a été divisée en deux phases principales. La première phase couvrait la construction du barrage jusqu'au niveau de la surface de l'eau. Au cours de la deuxième phase, la construction du barrage de confinement a été achevée jusqu'à une hauteur de 7 mètres au-dessus du niveau de l'eau. Cette phase n'a commencé qu'après une consolidation suffisante des sédiments très mous sous la digue de confinement. (Figure 1.27)



*Figure 1.27 Coupe transversale typique de la digue de confinement renforcée*

## Ouvrages hydrauliques

La capacité à faire face à des sollicitations extrêmement intenses comme les crues, les marées fortes, la houle, les tempêtes, les pressions de la glace et les différents chocs (bateaux, épaves, etc.).

Les travaux peuvent être réalisés rapidement, notamment dans les zones de marnage, grâce à l'utilisation simultanée de remblais, ce qui le rend adapté à une large gamme d'applications en rivière et en mer

### **Exemple05 : Murs en terre renforcée : Plate-forme d'une usine de traitement du charbon, Hetaoyu, ville de Qingyang, province de Gansu, Chine**

La société développe une usine de traitement du charbon à Hetaoyu dans la ville de Qingyang, dans la province de Gansu.

Toutefois, l'expérience locale a montré que si le loess peut être bien compacté et protégé des infiltrations d'eau et de l'érosion, il peut être utilisé comme remblai renforcé.

La rivière Jinghe est généralement un cours d'eau sinueux et peu profond situé dans la plaine d'inondation de la rivière de loess pendant la plupart des mois de l'année, mais le niveau des eaux peut augmenter rapidement lors des crues soudaines de la saison des pluies.

Par conséquent, il était nécessaire de s'assurer que la plate-forme de l'usine de traitement du charbon était construite bien au-dessus de tout niveau d'inondation potentiel.

Afin d'utiliser au maximum la surface de la plate-forme, un grand mur de soutènement en sol renforcé a été construit le long de la vallée fluviale comme partie intégrante de la plate-forme de l'usine de traitement du charbon.

Le sol utilisé pour le remblai renforcé et le remblai du mur de soutènement était du lœss disponible localement, qui a dû être soigneusement placé et compacté, et protégé contre l'érosion hydrique ultérieure.

Ce mur de soutènement a été construit en utilisant des couches de renforts géotextiles Mirafi® PET posés horizontalement entre des couches de remblai renforcé de lœss compacté.

L'armature géotextile Mirafi® PET300-50 a été utilisée dans le niveau le plus bas du mur.

Dans l'étage intermédiaire du mur, des géotextiles Mirafi® PET200-50 ont été utilisés.

Dans la partie supérieure du mur, un géotextile Mirafi® PET100-50 a été utilisé.

(Figure1.28)



*Figure 1.28. Mise en place de la couche initiale de géotextile Mirafi® PET avec couverture de remblai renforcé*

Le mur est essentiellement construit comme un mur de sol renforcé avec le parement du sac de sol enveloppé par le renforcement géotextile à l'avant du mur. Les sacs de terre ont été utilisés pour former le profil du parement du mur.

Pour protéger le remblai de lœss compacté contre les infiltrations d'eau souterraine, un drainage souterrain a été mis en place entre la zone de remblai compacté et la strate de lœss existante.

Le drainage souterrain était constitué d'un filtre géotextile non tissé enveloppant une couche d'agrégats, et a été construit au fur et à mesure de l'édification du mur en sol renforcé. (Figure1.29 et Figure 1.30)

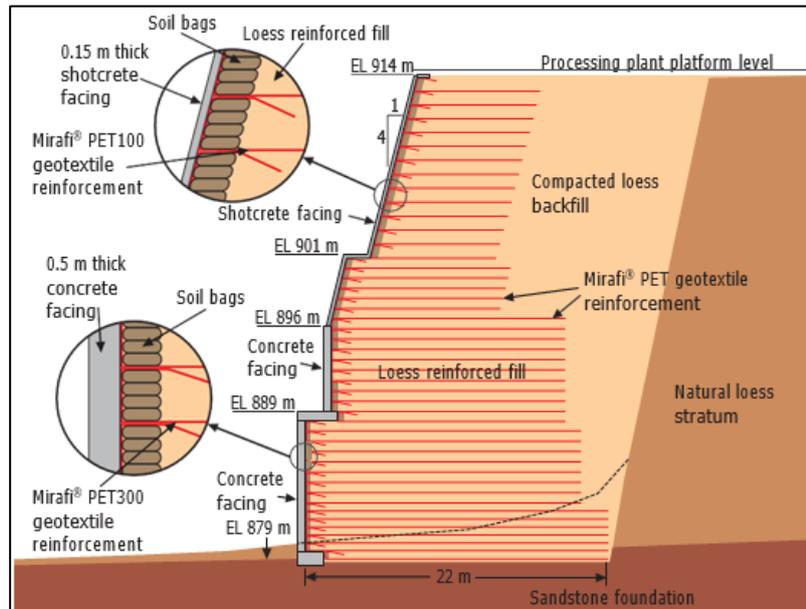


*Figure 1.29. Armature géotextile Mirafi® PET autour du parement du sac de terre.*



*Figure 1.30. Compactage du remblai armé près enroulée de la face du mur*

Le mur en sol renforcé a été construit en segments verticaux jusqu'à l'élévation du site EL 896 m. Pour les parties verticales du mur, un parement superficiel en béton armé de 0,5 m d'épaisseur a été fourni pour une protection permanente. Une base en béton armé est construite au niveau des fondations, (Figure 1.31 et Figure 1.32)



*Figure 1.31. Coupe transversale du mur en sol renforcé à la hauteur maximale*



*Figure 1.32. L'achèvement des travaux*

Le parement en béton s'étend au fur et à mesure de la construction du mur en sol armé. Le mur de parement est relié structurellement à la base en béton armé et est coulé en place contre le géotextile enveloppant.

## Conclusion

La présente étude a examiné en détail les murs de soutènement en sol renforcé, en analysant les différents types de sol renforcé, les méthodes de conception et de construction, ainsi que les performances et les avantages de ces structures. Les principales conclusions de cette recherche peuvent être résumées comme suit : Les murs de soutènement en sol renforcé offrent une alternative efficace et économique aux méthodes traditionnelles de construction de murs de soutènement, grâce à leur capacité à utiliser des matériaux locaux et à réduire les besoins en excavation.

Les performances des murs de soutènement en sol renforcé peuvent être optimisées par une conception appropriée, une construction de qualité et une surveillance régulière pendant toute la durée de vie. Malgré leurs nombreux avantages, les murs de soutènement en sol renforcé présentent également des défis, tels que la nécessité d'une expertise technique pour la conception et la construction, ainsi que la gestion des risques liés à la durabilité et à l'entretien à long terme.

En conclusion, les murs de soutènement en sol renforcé constituent une solution viable pour la stabilisation des sols et la construction de structures de soutènement dans une variété d'applications. Par conséquent, plusieurs études ont été menées dont l'objectif est de bien comprendre leurs comportements, ceci fera l'objet du chapitre suivant.

## **Chapitre 02 :**

*Méthode de dimensionnement des ouvrages en  
Terre Armée*

## **Introduction**

La plupart d'entre eux ont été modifiés selon l'approche traditionnelle des structures sur sols homogènes, qui consiste à évaluer leur stabilité par rapport aux surfaces dangereuses. L'étude du comportement des murs en sol renforcés est basée sur des études utilisant des modèles réduits, des expériences sur des structures de taille réelle, des essais de laboratoire (extraction, cisaillement direct) et des calculs numériques. Ces études sont principalement menées sur des structures renforcées par des armatures métalliques. L'étude des massifs en sol renforcé se fait en analysant la stabilité externe, interne et du massif.

On considère la stabilité externe comme toute stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur de poids). Le motif est basé sur le poinçonnement et le glissement de la base du mur sur le sol de fondation, ainsi que sur le renversement du bloc.

On évalue la stabilité interne de chaque lit d'armatures en vérifiant que les forces de traction générées dans les armatures sont inférieures à la résistance au frottement d'interface sol/armature et à la résistance en traction de l'armature.

## **Stabilité des murs de soutènement en sol renforcé**

### **Stabilité interne**

Le fonctionnement interne est basé sur la présence de frottement entre les armatures et le sol. Le remblai transmet les efforts qui se développent dans la masse aux armatures par frottement. Les méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé reposent sur ce mode de fonctionnement. (Djabri, 2017) Par cassure des armatures

La rupture de l'ouvrage se produit de manière progressive, elle débute à un moment où une première armature se brise. Ensuite elle se propage rapidement par cassures successives des armatures suivant une ligne de rupture qu'il est possible de visualiser (Figure 2.1). Dans un modèle réduit, l'expression démontre que la rupture se propage de bas en haut en suivant une ligne qui n'est pas éloignée. La différence entre la surface de rupture potentielle et le lieu des points de traction maximale dans les lits d'armatures est donc assez importante.

La surface de rupture réelle qui est engendrée par le point de traction maximale à mesure que les lits des armatures se brisent lentement.



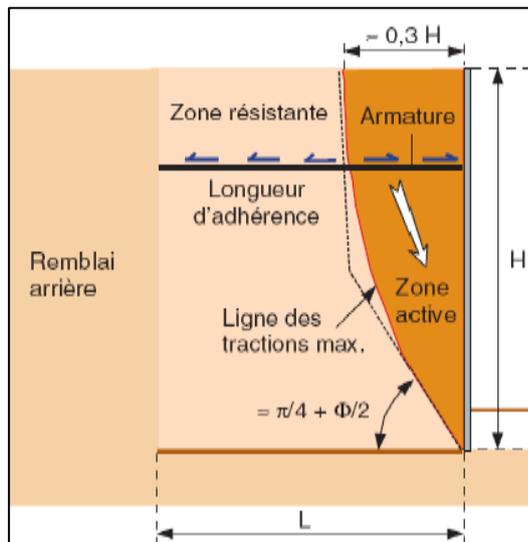
**Figure 2.1.** Rupture d'un massif renforcé.

➤ **Par défaut d'adhérence**

Ce type de rupture se produit lorsque la longueur de l'armature est insuffisante pour mobiliser l'effort de traction requis dans l'armature, compte tenu du coefficient de frottement entre le sol et l'armature. On considère généralement que les points de traction maximale dans les lits d'armatures se situent au pied du parement et ont une partie quasi-verticale dans la partie supérieure du mur (dans la partie haute, les forces de traction maximales sont à environ  $0,3H$  du mur). Le massif est donc constitué de deux zones :

Une première zone active dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers le parement ;

Une deuxième zone résistante dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers l'intérieur du massif. [LCPC, 2003] (Figure 2.2)



**Figure 2.2.** Stabilité interne d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]

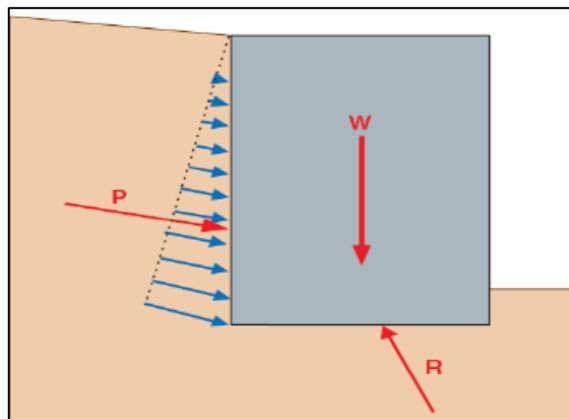
**Stabilité externe**

Les murs en remblai renforcé ont un fonctionnement externe similaire à celui des ouvrages traditionnels tels que les murs poids (Figure 2.3).

Selon la justification, il est nécessaire de vérifier la capacité de charge du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son contact avec le sol. Le déplacement des terres  $P$  vers l'arrière, ce déplacement étant incliné d'un angle  $\delta$ . Les diverses expériences ont démontré que cette poussée est la poussée active causée par la déformation du massif et que  $\delta$  augmente à mesure que le mur  $H/L$  se déplace. Le poids du massif  $W$ .

Une force résultante  $R$  est générée par ces efforts au niveau de la base, qui présente une excentricité par rapport à l'axe du remblai. Les justifications concernent les points ci-après :

- Le poinçonnement du sol de fondation.
- La résistance au glissement.
- Le tassement de l'assise.
- La stabilité générale.



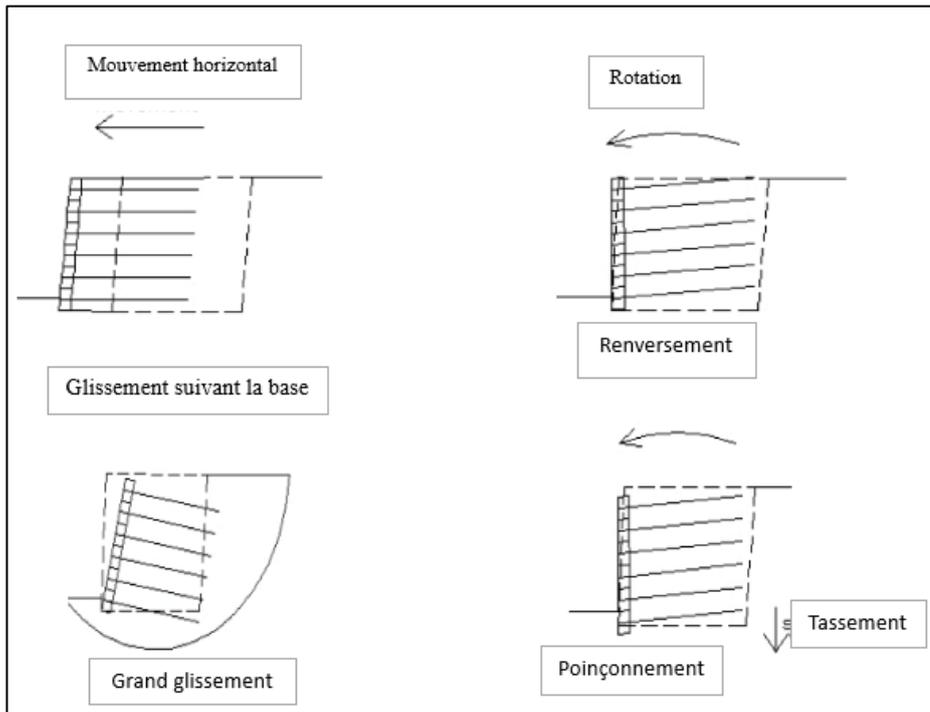
*Figure 2.3. Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]*

## Les modes de ruptures

### Ruptures dues à la Stabilité externe

Selon les indications, l'effondrement causé par la stabilité externe peut se produire de quatre façons différentes dans les murs de soutènement en sol renforcé. (Figure2.4)

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

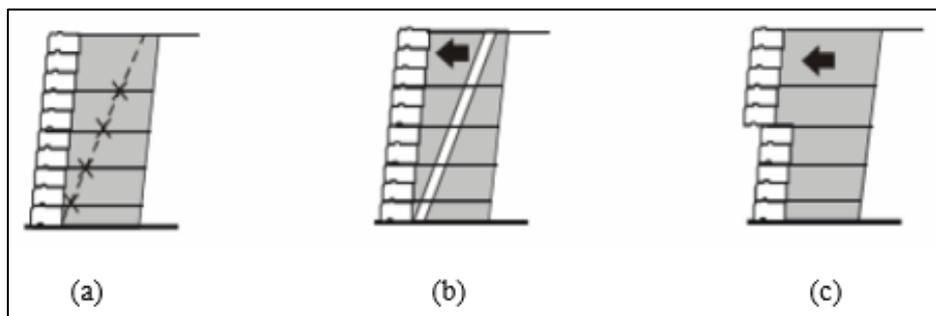


*Figure 2.4. Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé.*

### Ruptures dues à la Stabilité interne

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

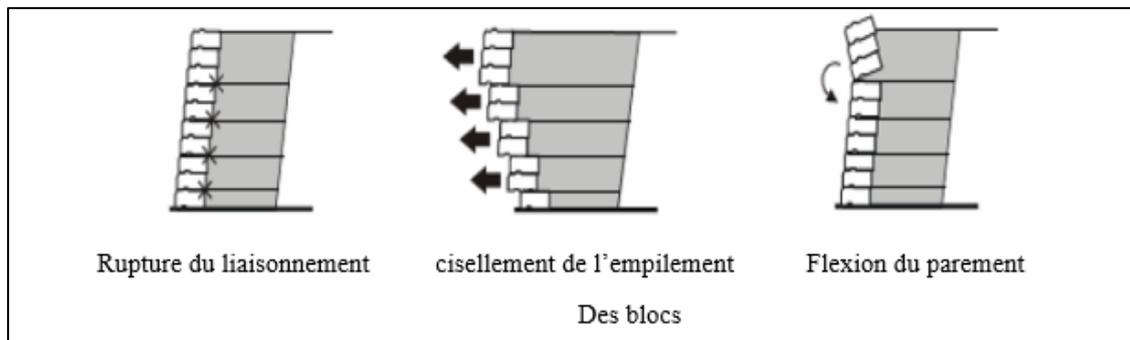
- Rupture en traction des armatures si la résistance des armatures est Insuffisante (figure 2.5. a)
- Arrachement des armatures si la résistance à arrachement des armatures est Insuffisante (figure 2.5. b)
- Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (figure 2.5. c).



*Figure 2.5. Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé.*

### Ruptures dues à la Stabilité du parement

Il est possible d'observer des effondrements du parement si les éléments de revêtement ne sont pas conçus correctement ou les joints entre les renforts et les éléments de revêtement ne sont pas suffisants (Figure2.6).



*Figure2.6. Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol.*

## **Littérature sur le comportement des murs en terre armée**

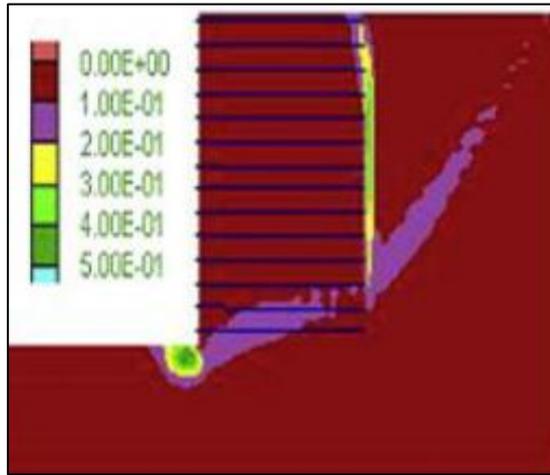
Plusieurs études se sont focalisées sur le mode de rupture des murs de soutènement en sols renforcés. De nombreuses investigations sont fondées sur les facteurs susceptibles d'avoir une influence sur le comportement des murs en sols renforcés par des géo synthétiques.

### **Influence de mode de rupture**

Dans le cas d'un mur de soutènement à parement flexible en sol renforcé par des bandes synthétiques, il a été trouvé qu'il est lié au défaut d'adhérence entre le sol et le renforcement, ce qui entraîne le glissement de la partie instable du sol. [Abdelouhab et al., 2011]. (Figure.2.7).

Pour un modèle de référence ( $H=6$  m), le cisaillement maximal est observé dans trois zones.

- La première zone est localisée en bas du remblai renforcé et forme un angle de  $30^\circ$  par rapport à l'horizontale.
- La deuxième zone est la suite de la première dans le remblai général avec un angle plus important  $45^\circ$ .
- La troisième zone est localisée à l'extrémité des bandes à l'interface (entre le remblai renforcé et le remblai général).



**Figure 2.7.** Surface de rupture d'un mur en sol renforcé : (a) modèle pour  $H=6$  m. [Abdelouhab et al., 2011]

### **Influence de Le coefficient des pressions des terres**

Selon des études de recherche, la force de traction maximale est principalement influencée par le type de renforcement présent dans la structure, qui à son tour est en fonction du module, de l'extensibilité et de la densité du renforcement.

En se basant sur ces études une relation entre le type de renforcement et la contrainte de surcharge a été développée. Le rapport  $K/K_a$  des renforts métalliques (inextensibles) diminue de 6 mètres au-dessous de cette élévation, ce qui entraîne une diminution du rapport  $K/K_a$ .

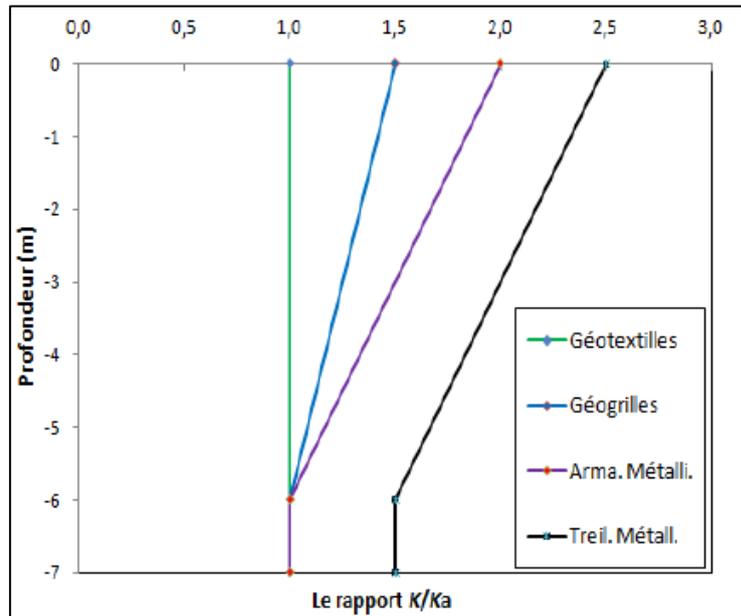
Selon les normes françaises, ce coefficient est identique pour les bandes géosynthétiques et métalliques. [NF P 94-270, 2009]. [Berg et al., 2009], (Figure 2.8).

Le coefficient de pression de la terre latérale  $K$  en multipliant le coefficient de pression de la terre active par un multiplicateur. On évalue le coefficient de pression de la terre active en utilisant une relation de pression de Coulomb où aucun frottement de paroi n'est observé et où l'angle  $\beta$  est égal à zéro (c'est-à-dire équivalent au coefficient de pression des terres de Rankine). Pour une paroi verticale, la pression de la terre se réduit à l'équation de Rankine :

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_r}{2} \right)$$

La formule simplifiée de l'équation de Coulomb peut être utilisée pour une inclinaison de la face du mur de  $10^\circ$  par rapport à la verticale :

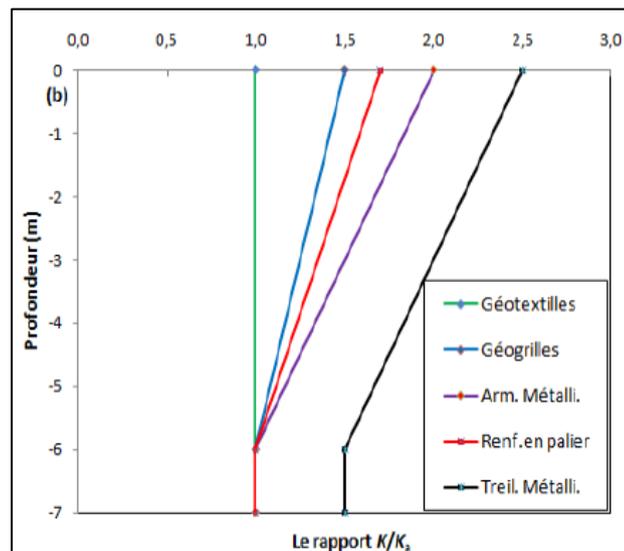
$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_r)}{\sin^3 \theta \left[ 1 + \frac{\sin \phi_r}{\sin \theta} \right]}$$



**Figure.2.8.** Variation du coefficient  $K$  suivant l'extensibilité du renforcement [Berg et al., 2009]

### Influence de renforcement

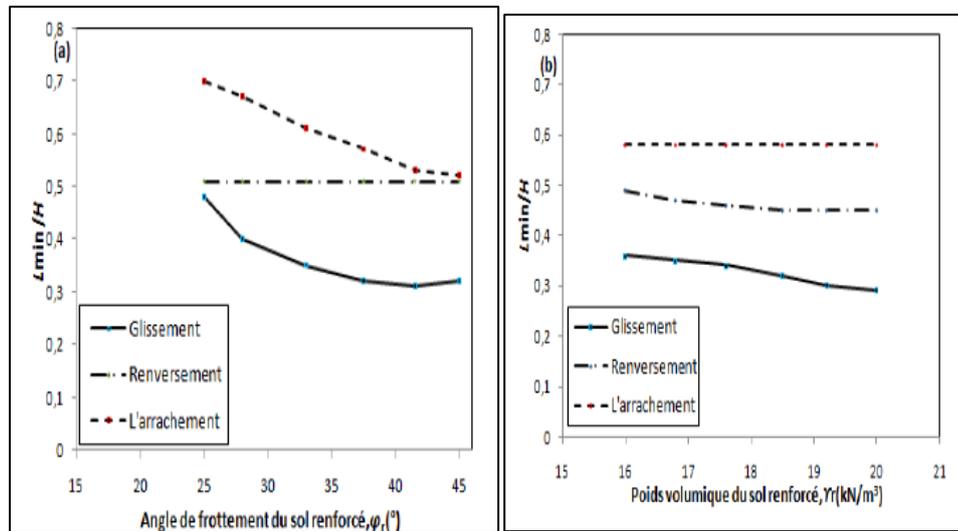
Le renfort en palier est un renfort inextensible composé d'un membre longitudinal et des membres transversaux. Le membre longitudinal est une barre d'acier déformable et les membres transversaux sont des ensembles de cornières égaux en acier. [Horpibulsuk et al., 2011]. Selon les résultats, on constate que le rapport ( $K/K_a$ ) des renforcements en palier ( $K/K_a=1.7$ ) est plus bas que celui des treilles d'acier ( $K/K_a=2.5$ ) et des bandes métalliques ( $K/K_a=2$ ) (Figure 2.9), qui sont inextensibles et largement utilisées comme renforts.



**Figure 2.9.** Renforcements en palier : le Rapport  $K/K_a$  [Horpibulsuk et al., 2011]

### La longueur minimale des renforcements et le poids volumique

Les modes de ruptures régissant dans la détermination de la longueur minimale requise des renforcements et la possibilité de raccourcir la longueur minimale spécifiée d'armature ont été étudiés pour  $L=0.7H$ . Les résultats ainsi trouvés indiquent que les deux modes de rupture externe (glissement et renversement) et (l'arrachement) peuvent gouverner les critères de détermination de la longueur minimale nécessaire de renforcement. [Bilgin, 2009]. En plus, il peut être possible d'utiliser des longueurs de renforcement aussi basses que 50% de la hauteur du mur, au lieu de 70% tel que requis par de nombreux codes à travers le monde. (Figure 2.10)

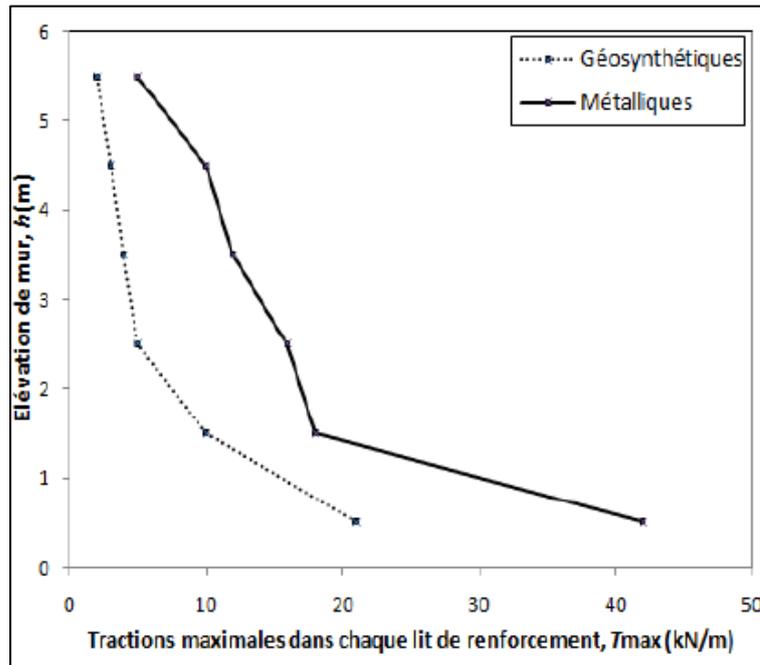


**Figure 2.10.** Effet des paramètres de sol renforcé sur la longueur minimale des renforcements (a) L'angle de frottement, (b) le poids volumique [Bilgin, 2009]

### Influence de la réparation des tractions et leurs natures

En traction en tête d'une armature extensible, le frottement est mobilisé de la tête vers la queue, alors qu'en traction inextensible, le frottement est mobilisé immédiatement sur toute sa longueur. [Bathurst et al., 2005].

En utilisant le logiciel PLAXIS, l'analyse des murs de soutènement en sols renforcés en éléments finis a révélé que la répartition des tractions maximales le long de la hauteur du mur était linéaire pour les renforcements extensibles (métalliques) et inextensibles (géosynthétiques). (Figure 2.11) [Guler et al., 2012].

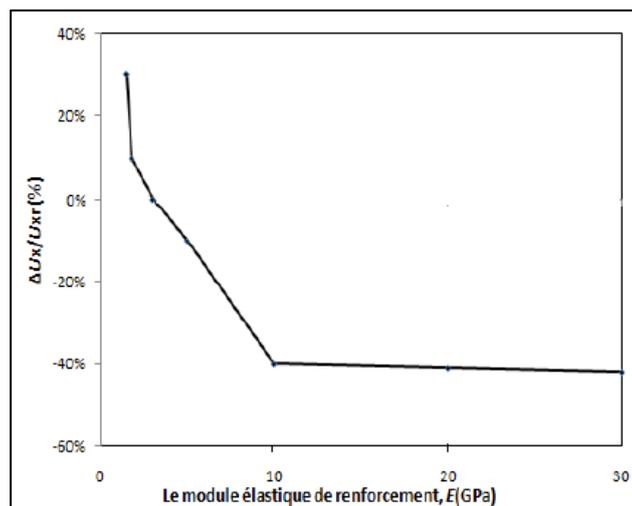


*Figure 2.11. Répartition des tractions maximales à la fin de la construction [Guler et al., 2012]*

### **Influence de Le module élastique des renforcements**

En utilisant le logiciel CESAR- LCPC, une étude paramétrique a été réalisée afin de déterminer l'impact du module élastique des renforcements sur le déplacement des murs en sols renforcés avec un parement flexible.

L'augmentation de la déformation du mur est due à l'élongation des renforcements qui ont un faible module élastique.

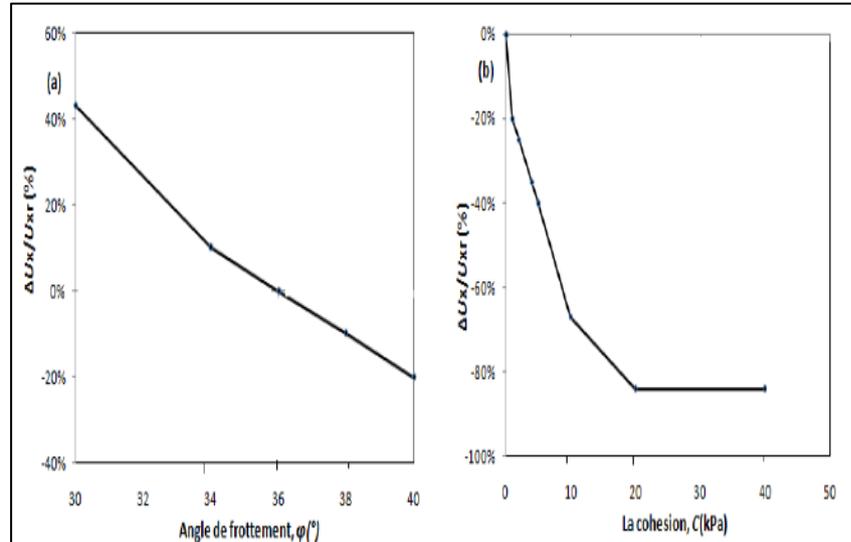


*Figure 2.12. Influence du module élastique des renforcements sur la déformation du mur [Abdelouhab et al., 2011]*

### **Influence des paramètres liés au sol renforcé**

L'analyse paramétrique mentionnée précédemment a également permis de déterminer l'impact de l'angle de frottement et de la cohésion du sol renforcé sur le comportement d'un mur de

soutènement en sol renforcé avec des géosynthétiques à parement flexible de hauteur H=6 m. Quand  $\varphi$  passe de  $36^\circ$  à  $30^\circ$ , une réduction de 16% de l'angle de frottement entraîne une augmentation du déplacement de 45%. (Figure 2.13.a.). La déformation diminue de 84% lorsque la cohésion passe de 0 à 20 kPa. À partir de 20 kPa, la cohésion n'a plus d'influence. [Abdelouhab *et al.*, 2011]. (Figure 2.13. b).



**Figure 2.13.** Influence des paramètres de sol renforcé sur le déplacement horizontal de mur (a) l'angle de frottement, (b) la cohésion [Abdelouhab et al, 2011]

## Méthode de dimensionnement des ouvrages en sol renforcé

### Dimensionnement selon la norme française N FP 94-270

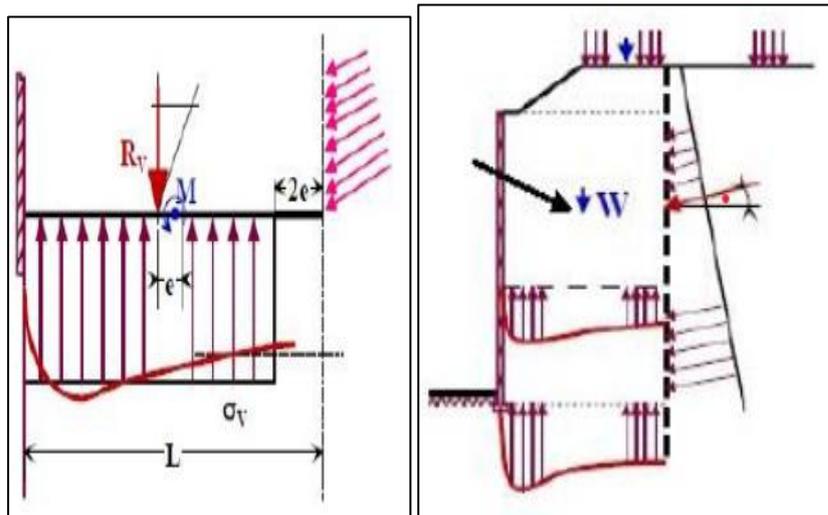
La norme NF P94-270, intitulée « Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué », est mise en place en juillet 2009. Ce document représente la norme française d'application de l'Eurocode 7 pour les travaux de soutènement en sol renforcé.

#### Analyse de la stabilité externe

Sur la base d'études pratiques et numériques, il a été démontré qu'un mur en béton armé se comporte comme une masse cohésive et élastique et peut résister à un tassement différentiel sans subir de dommages irréparables. Le mur en béton armé transmet des contraintes quasi-linéaires au sol de fondation en raison de son poids (W) et des effets des charges additionnelles et des poussées latérales qui agissent sur lui. Selon Abdelwahab [Abdelwahab, 2010] et la norme française [NF P94-270, 2009], l'équation de Meyerhoff est utilisée pour calculer la contrainte de référence appliquée à la base  $\sigma_v$  (Figure 2.14).

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

Avec :  $e=M/Rv$



*Figure 2.14. Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]*

### Analyse de la stabilité interne

- **Lignes des tractions maximales**

Tous les points constituent une courbe, connue sous le nom de ligne des tractions maximales, qui divise le massif en deux zones distinctes :

\***Zone en mouvement** : située à proximité du parement, où la contrainte tangentielle (de cisaillement)  $\tau$  exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement.

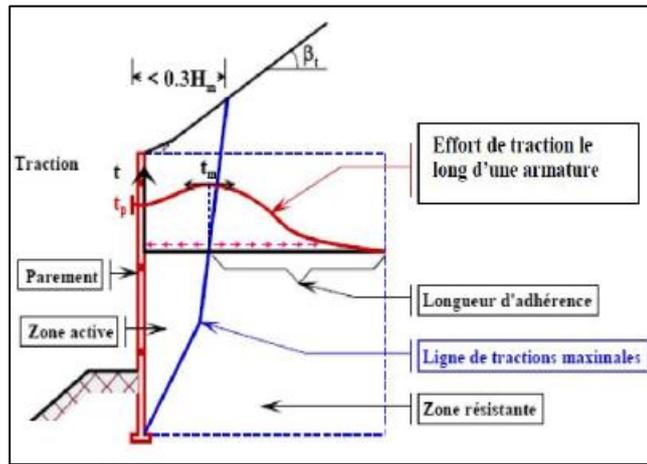
\***Zone résistante** : Le sol a tendance à retenir les armatures lorsque la contrainte tangentielle  $\tau$  est dirigée vers l'intérieur. La contrainte tangentielle exercée par le sol est égale à :

$$\tau = \frac{dT}{dL} \frac{1}{2b}$$

La stabilité interne est justifiée lit par lit. On effectue cette vérification en vérifiant que les tractions maximales et les tractions au parement sont inférieures à la résistance au frottement d'interface, puis à la résistance caractéristique à long terme de l'armature.

$$T_m < r_f ; T_m < r_c \text{ et } T_p < r_a$$

Les paramètres sont définis en fonction des normes NF P 94-220 et NF P 94-270, comme indiqué ci-dessous. Les vérifications se font après application des coefficients de sécurité sur chacun des paramètres en prenant en compte les combinaisons d'action vis-à-vis de tous les modes de rupture envisageables.



**Figure 2.15.** Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]

- **Détermination de l'effort de traction maximale**

La valeur de calcul de l'effort de traction maximal

$$T_m = \sigma_h \times S_v$$

La contrainte horizontale

$$\sigma_h = K \times \sigma_v$$

La détermination de la contrainte verticale

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

L'excentricité de la résultante des charges

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

Le coefficient K dépend de la profondeur z du lit de renforcement considéré.

Selon la norme NF P94-270, pour les renforcements métalliques, le coefficient K est représenté de la manière suivante

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[ 1.6 \left( 1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases}$$

Le coefficient de poussée active du remblai du massif renforcé

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

$\Omega_1$  est un coefficient ( $\geq 1.0$ ) lié au type de renforcement [NF P94-270, 2009].

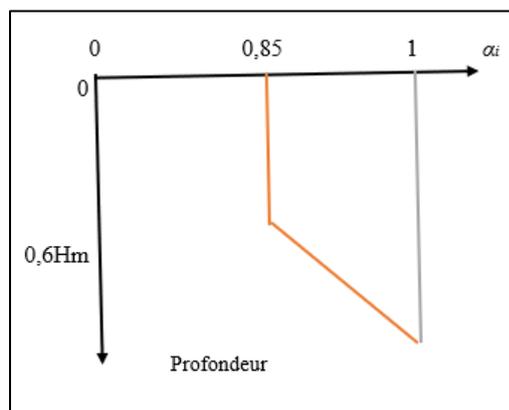
Pour les armatures métalliques  $\Omega_1=1$ .

- **Détermination des efforts au parement**

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement

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

Pour les murs en sol renforcé avec des écailles en béton armé,  $\alpha_i$  vaut 0.85 entre 0 et  $0.6Hm$  et évolue de 0.85 à 1 entre  $0.6Hm$  et la base du mur ( $Hm$  correspond à la hauteur totale du mur). (Figure2.16



**Figure 2.16.** Variation de  $\alpha_i$  en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton [Abdelouhab, 2010]

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

L'effort de frottement

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

Le coefficient de frottement maximum

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

La contrainte

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

Le coefficient de frottement réel

$$f = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v}$$

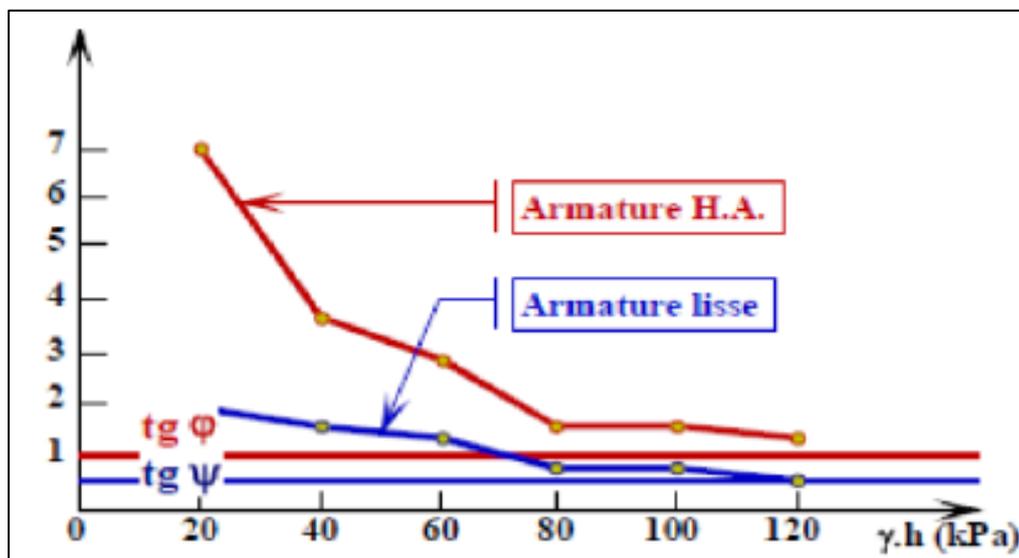
Coefficient apparent

$$f^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}}$$

Ce coefficient apparent ( $f^*$ ) est plus élevé que le coefficient de frottement réel ( $f$ ) et souvent supérieur à 1 dans des sols granulaires. Il peut atteindre 10 pour des sols très dilatant.

Il dépend du poids des terres au-dessus de l'armature et de son état de surface [Schlosser et Guilloux, 1981]. (Figure 2.17).

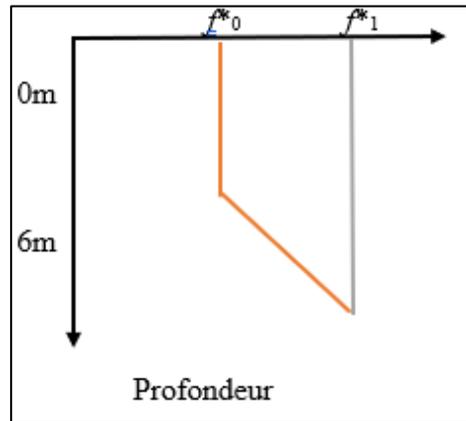
$\varphi$  : angle de frottement interne du sol  
 $\psi$  : angle de frottement sol/ acier galvanisé



**Figure 2.17.** Influence des poids des terres sur  $f^*$  dans un essai d'extraction [Schlosser et Guilloux, 1981]

Le coefficient de frottement apparent  $f^*$  diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

Il varie entre  $f^*_0$  en surface du massif renforcé et  $f^*_1$  correspondant à une contrainte de confinement de 120 kPa [NF P94-270, 2009]. (Figure 2.19)



**Figure 2.18.** Variation du coefficient  $f^*$  dans un massif en sol renforcé [NF P94-270, 2009]

- **Détermination de la résistance caractéristique maximale de l'armature**

On calcule de manière différente les résistances caractéristiques maximales de l'armature en section courante  $r_c$  et à l'accrochage au parement  $r_a$  pour les renforcements métalliques et synthétiques

- **Pour les armatures métalliques :**

$$r_c = A_{cd} F_y$$

$$r_a = A_{ad} F_y$$

Il est donc nécessaire de corriger les sections  $A_{cd}$  et  $A_{ad}$  et de les ramener à une section équivalente plus petite  $A_d$ , où une épaisseur  $e_s$  est affectée par les phénomènes de corrosion qui peuvent avoir un impact sur l'armature.

- **Concernant les armatures synthétiques**

En section courante et au parement, la résistance caractéristique est identique. Les coefficients de réduction de la dégradation de l'armature liée à la construction ( $\rho_{nd}$ ), aux conditions chimiques du milieu ( $\rho_{deg}$ ) et au fluage ( $\rho_{flu}$ ) sont utilisés pour définir cette définition, conformément à la norme NF P94-270. [NF P94-270, 2009].

## **Dimensionnement selon la norme américaine FHWA 2009 :**

### **Évaluation de la stabilité externe**

Selon les derniers guides américains des routes et autoroutes fédérales (FHWA 2009), il est habituel de prendre en considération quatre mécanismes de rupture externe lorsqu'il s'agit de dimensionner les murs de soutènement en sol renforcé.

- glissement à la base
- résistance de la fondation ;
- stabilité globale.
- limite de l'excentricité anciennement nommée le renversement.

### **Evaluation de la stabilité interne**

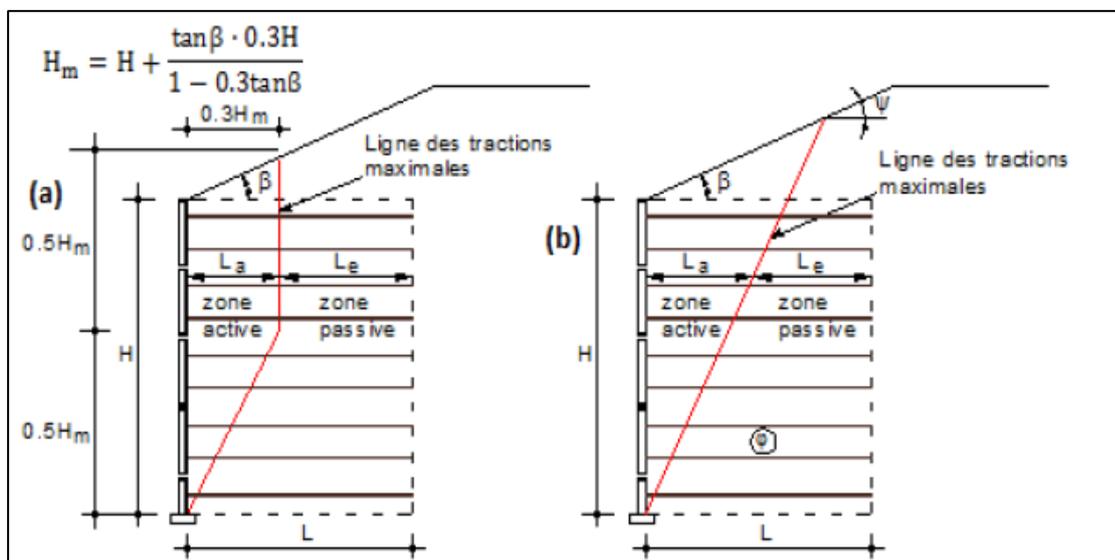
Lorsque les forces de traction (et, dans le cas des renforts rigides, les forces de cisaillement) sont telles que les renforcements, les inclusions peuvent s'étendre excessivement ou se briser, ce qui peut entraîner de graves mouvements et/ou un éventuel effondrement de la structure. Ce mode d'échec s'appelle la défaillance par élongation ou rupture des renforts.

Les forces de traction présentes dans les renforts dépassent la résistance à l'arrachement, ce qui peut entraîner de grandes rotations et/ou un éventuel effondrement de la structure.

On suppose que la surface de glissement critique dans une paroi de sol renforcé est supposée avec le point où la force de traction maximale,  $T_{max}$ , se situe dans chaque couche de sol.

Selon les recommandations FHWA 2009 américaines, il est établi que plus les renforcements ne seront étendus, plus la ligne des tractions maximales se rapproche de la surface de rupture délimitée par le coin de Coulomb. (Figure 2.19)

Par conséquent, ces recommandations suggèrent deux lignes de traction maximales.



**Figure 2.19.** Surface critique de rupture d'après les guides FHWA2009 : (a) armatures inextensibles, (b) armatures extensibles [Berg et al., 2009];  $L = 0.7H$ .

## Exemples de calcul

Il s'agit d'un mur de 5 mètres de haut avec un angle de frottement de 30 degrés et une cohésion de 80 KPa avec une fraction de volume de 19 KN/m. des broches H25 percées à 90 mm avec un maillage de 2,25 ont été utilisées avec une application de charge de 10 KPa.

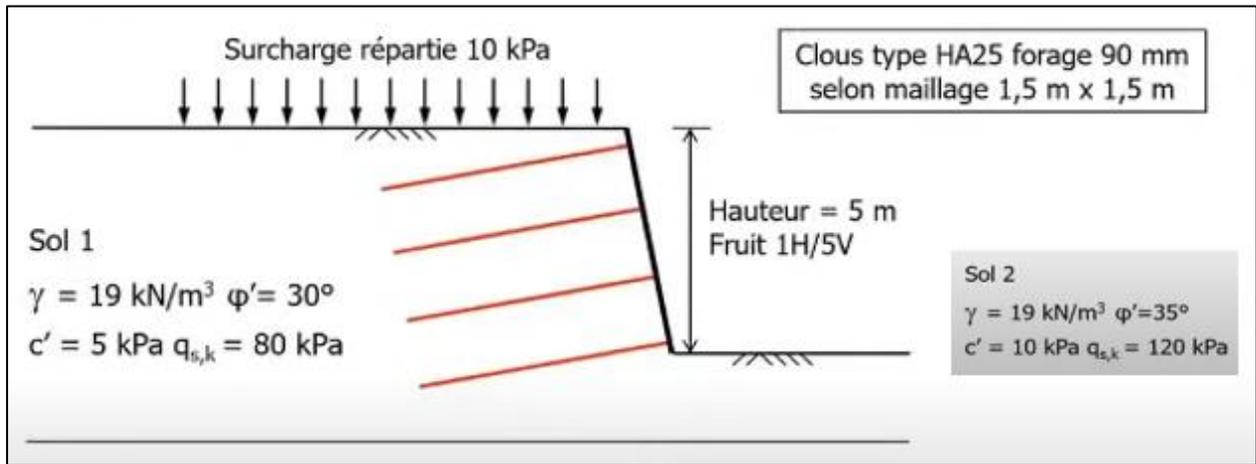


Figure 2.20. Schéma de mur de soutènement avec des clous

- Calcul de l'effort  $T_{max}$  nécessaire à l'équilibre limite ultime du soutènement dans la stabilité interne

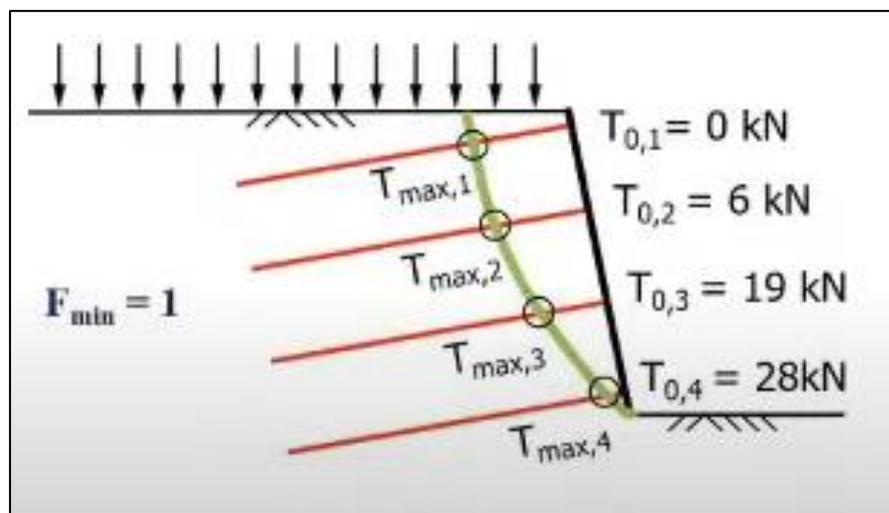


Figure 2.21. Schéma de mur de soutènement (Forces de traction T pour chaque clou)

Tableau 2.1. Les forces des traction maximale des clous

Clous	Clou 01	Clous 02	Clous 03	Clous 04
$T_{max}$ (KN/m)	26	31	36	31

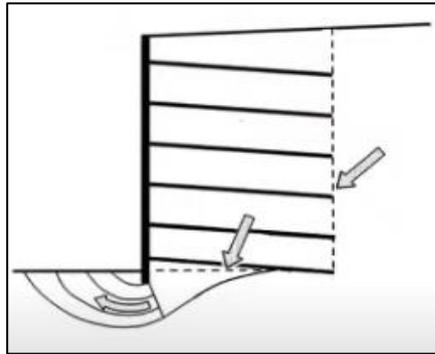
Cette étude vise à étudier les valeurs de traction maximale dans la tête des clous, où le coefficient de sécurité est de 1, qui a été obtenu différemment entre les clous, de la partie supérieure à la partie inférieure, ce qui a permis de déterminer la force maximale en les clous, qui varient de 25 à 35 kilonewtons. Nous concluons que la dureté affecte la résistance maximale, loin d'affecter le facteur de sécurité.

- Calcul de l'effort  $T_{max}$  dans la stabilité externe

#### A. La stabilité au poinçonnement

$$V_d - R_0 \leq R_{v,d}$$

$$R_{v;d} = \underbrace{(B - 2e)}_{\text{Largeur effective}} \cdot q_{\text{net}}(c'_d, \varphi'_d)$$

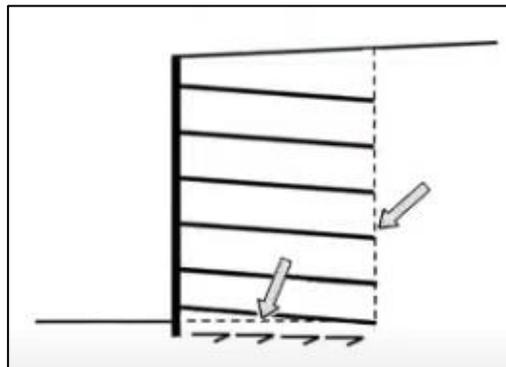


**Figure 2.22.** Schéma du mur au poinçonnement

### B. La stabilité au glissement

$$H_d \leq R_{h;d}$$

$$R_{h;d} = V_d \tan \varphi'_d + Bc'_d$$



**Figure 2.23.** Schéma du mur de glissement

## Conclusion

Plusieurs conclusions ont été tirées après avoir analysé la littérature sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. Les plus intéressantes sont les suivantes :

- Le coefficient de poussée des terres internes à l'ouvrage K est calculé à l'aide d'une formule empirique selon la norme NF P94-270, tandis que la norme FHWA 2009 propose une solution graphique.
- Les renforcements extensibles ou inextensibles peuvent être renforcés avec une seule ligne de tractions maximales proche de parement, conformément à la norme française. Selon le guide FHWA, il est prévu que les renforcements inextensibles aient une ligne de tractions maximale qui correspond à la surface de rupture de Rankine.

- La NFP 94-270 utilise une méthode graphique pour calculer la tension dans l'armature, en tenant compte de la hauteur de la couche d'armature et du type d'interface. Des coefficients empiriques sont proposés dans le manuel FHWA 2009. En voici quelques exemples de calculs de murs utilisant cette méthode BS8006.
- En général, les forces de tractions maximales sont réparties de manière linéaire en fonction de la hauteur du mur sous chargement statique. L'émergence d'une nouvelle approche appelée « K-Stiffness » a donné l'opportunité de prévoir une distribution trapézoïdale pour les renforcements extensibles et inextensibles, une approche qui n'est pas encore adoptée par les normes actuelles.
- Ont traité la stabilité d'en étudier l'influence de l'angle de frottement

En résumé, les récentes études nous ont permis de comprendre les éléments qui peuvent avoir un impact sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. Ces paramètres sont généralement liés à la solidité du renforcement et à la cohérence du sol constituant le remblai renforcé.

## ***Chapitre 03 :***

### *Pathologie des ouvrages en Terre Armée*

## **Introduction**

Au cours des 30 années qui ont suivi l'introduction des murs de soutènement en terre armée, des défaillances ou des effondrements de murs de soutènement ont été signalés, principalement en raison de fortes précipitations, ce qui a entraîné l'entretien de murs de soutènement plus anciens, le renforcement et la réhabilitation de murs de soutènement défaillants, et la réhabilitation de murs de soutènement plus anciens.

Les murs de soutènement en terre armée qui se sont effondrés sont généralement reconstruits après l'enlèvement de l'armature. Les travaux de renforcement et de réhabilitation sont difficiles lorsque des structures importantes sont situées au-dessus, et les travaux de réhabilitation ont tendance à être de grande.

Alors que les murs de soutènement en terre renforcée deviennent de plus en plus courants, le nombre de cas de dommages augmente également.

Les murs de soutènement en terre renforcée se dégradent principalement en raison d'une combinaison de la conception et de l'intensité des précipitations. Les murs de soutènement en terre renforcée sont construits pour utiliser efficacement des sites de petite taille. Il est donc difficile de les renforcer et de les réparer lorsqu'ils sont endommagés. Les principaux objectifs de cette étude étaient de déterminer les causes et les mécanismes possibles de l'accident.

De l'accident. L'étude comprenait une inspection sur le terrain et une enquête au sol ainsi qu'un examen des dossiers de conception et de construction relatifs au projet "Développement at Anderson Road" (DAR).

## **Pathologies des ouvrages de soutènement**

Les principales causes d'effondrement ou d'endommagement des murs de soutènement en terre armée (Figure 3.1 à Figure3.5)

- Capacité portante insuffisante de la fondation.
- Mauvais compactage du remblai.
- Drainage inadéquat.
- Approvisionnement en eau inadéquat
- Mauvaise utilisation des matériaux de remblai et de drainage.
- Mauvaise construction du mur de façade.
- Mauvaise fondation et mauvais support de fondation
- Mauvais remblayage et drainage du sol.

Ces causes peuvent entraîner les types de défaillances suivants dans les murs de soutènement en terre armée

Activité du sol et renversement.

Défaillances externes telles que le mouvement du sol, le renversement, le tassement et le mouvement général.

Défaillances internes, telles que le délogement des barres d'armature, la défaillance de l'armature et la défaillance des joints.

Ces défaillances comprennent le flambage et les ruptures de cisaillement du mur de tête et l'effondrement du mur de tête.

En effet, les murs de soutènement en terre armée sont des structures rétractables et peuvent supporter un certain degré de tassement différentiel.

Enfin, dans une certaine mesure.

La raison en est que la capacité portante n'a pas pu être assurée en raison d'un mauvais traitement qui n'a pas pris en compte le nivellement du sol de fondation.

Les causes du phénomène de flambement et de la fissuration des blocs qui en résulte sont les suivantes

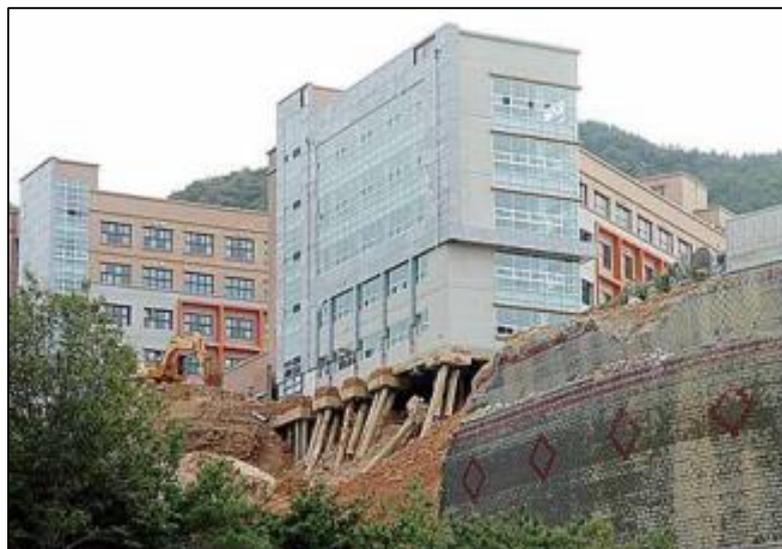
La cause du gonflement des blocs et de la fissuration qui s'ensuit est la construction du mur de soutènement sans mesures de renforcement.

La pression du sol générée dans les sections courbes.

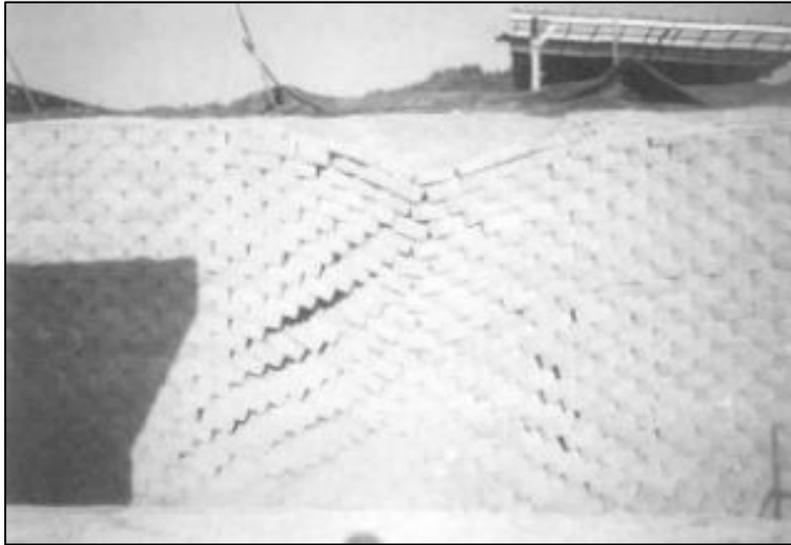
La pression du sol générée dans une section courbe agit dans une direction perpendiculaire à la tangente, alors qu'elle agit dans une seule direction dans une section droite.

Cela s'explique par le fait que la charge est ajoutée à la masse frontale.

C'est ce qui se passe avec la masse avant.



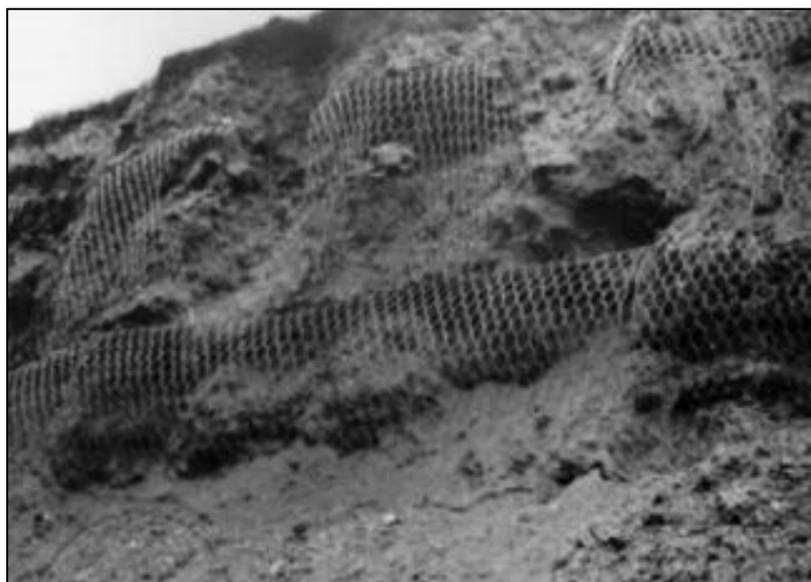
**Figure 3.1.** Effondrement de l'ensemble du mur de soutènement (Korean Geosynthetics Society, 2010)



*Figure 3.2. Tassement (Korean Geosynthetics Society, 2010)*



*Figure3.3. Fissure et bousculade (Korean Geosynthetics Society, 2010)*



*Figure3.4. Effondrement du mur frontal (Korean Geosynthetics Society, 2010)*



*Figure 3.5. Mauvais choix d'un type d'ouvrage au regard des tassements attendus  
(Korean Geosynthetic Society, 2010)*

Il y a souvent eu des cas d'effondrement d'un mur de soutènement en sol renforcé. C'est pourquoi l'intérêt social pour le renforcement et la restauration d'un mur effondré augmente de jour en jour. Cependant, il n'y a que peu de recherches.

Dans cette étude, les résultats d'une enquête sur la détresse d'un mur en remblai renforcé,

Mur R22 au-dessus de Shun On Road, Saw Maw Ping le 22 mai 2013. Le mur était en cours de construction dans le cadre du projet de développement de la route Anderson (DAR). L'incident n'a fait aucun blessé.

A partir le rapport (Rapport Sur Le 22 Mai 2013 Détresse À Un Mur Renforcé De Remblai Armé Sur Un Chantier De Construction Au-Dessus De Shun Sur La Route, Sau Mau Ping) Nous avons obtenu les informations suivantes :

## **Cas historique de pathologie d'un mur de soutènement**

### **Localisation de la région d'étude pour le mur R22**

Le projet DAR doit fournir un terrain utilisable d'environ 20 hectares pour la construction de logements publics et d'installations gouvernementales et publiques sur le site. Dans le cadre du projet, la formation du site et les travaux d'infrastructure associés, y compris les routes, les drains et l'amélioration des pentes existantes, ont été réalisés. Les travaux de construction du projet DAR ont commencé en janvier 2008 et devraient s'achever en 2014.

Le site DAR est délimité par Anderson Road au nord-est, Sau Mau Ping Road au sud-ouest, Po Lam Road au sud, et Lee On Road et Shun On Road à l'ouest. (Figure 3.6)

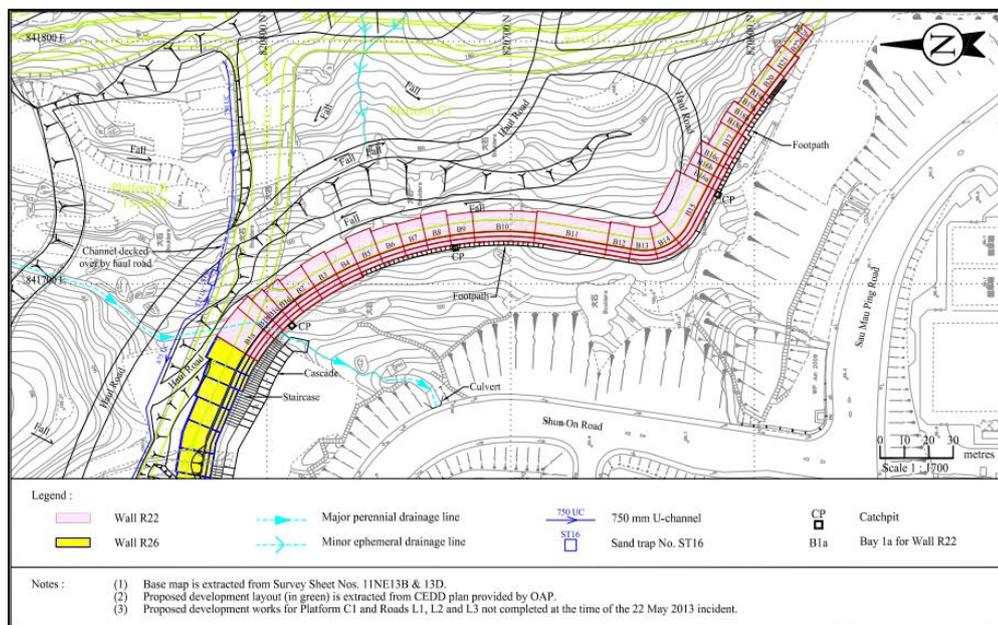


**Figure 3.6.** Le projet DAR (Dossiers du CEDD)

Le mur R22 est situé sous la plate-forme C1 proposée, dans la partie ouest du site du projet DAR. Il est situé sur un terrain en pente d'ouest en sud, à proximité de deux lignes de drainage.

Attendant à l'extrémité nord du mur R22 se trouve un autre mur de remblai renforcé (mur R26). Une cascade (avec un escalier adjacent) servant de point de décharge pour la partie nord-ouest du site DAR est située en face du mur R26 et de l'extrémité nord du mur R22.

La cascade s'écoule par un cours d'eau dans un ponceau situé sous le chemin Shun On pour être déversée. Il existe d'autres mesures de drainage de surface le long du pied du mur R22. (Figure3.7)



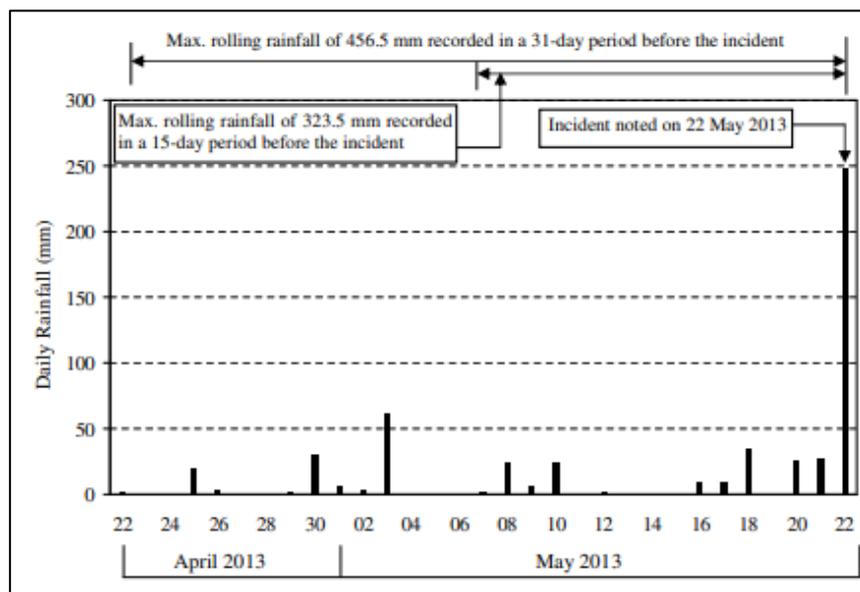
**Figure 3.7.** Plan du mur R22

## Analyse des relevés pluviométriques

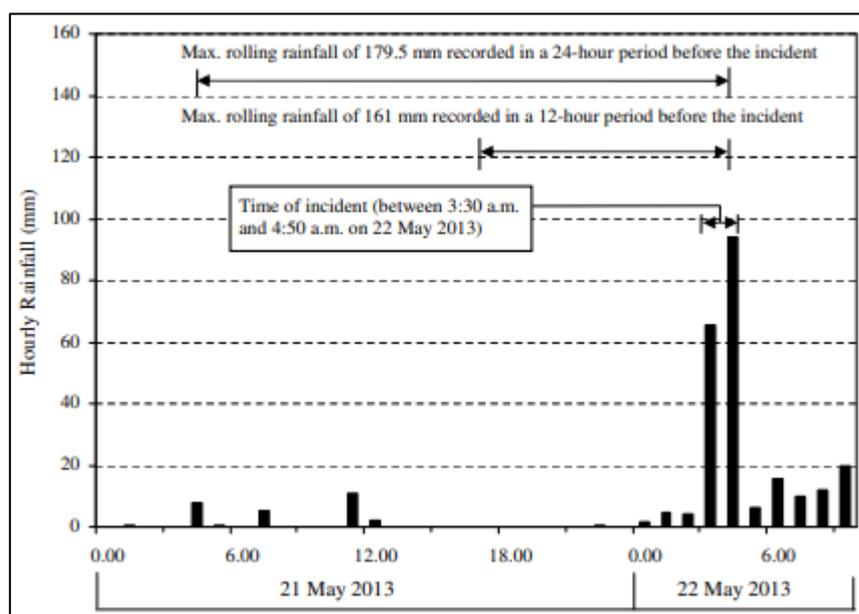
Les données pluviométriques ont été obtenues à partir du pluviomètre automatique GEO n° K04 le plus proche, situé à environ 0,93 km au nord-ouest de l'emplacement du mur R22. K04, situé à environ 0,93 km au nord-ouest de l'emplacement du mur R22.

Les résultats des analyses montrent que lors de l'incident, la période de retour correspondant à une pluie roulante maximale de 135 mm en 1 heure était supérieure à 200 ans. La pluie roulante maximale de l'averse du 22 mai 2013 a été comparée aux averses majeures précédentes enregistrées au pluviomètre No. K04.

L'intensité en 1 heure de la tempête de pluie du 22 mai 2013 pendant l'incident était la tempête de pluie la plus sévère enregistrée par le pluviomètre n° K04. (Figure3.8)



(a) Précipitations journalières enregistrées au pluviomètre GEO n° K04 entre le 22 avril 2013 et le 22 mai 2013



(b) Pluies horaires enregistrées au pluviomètre GEO n° K04 entre le 21 mai 2013 et le 22 mai 2013

*Figure3.8. Pluies journalières et horaires enregistrées au pluviomètre GEO n° K04 en mai 2013*

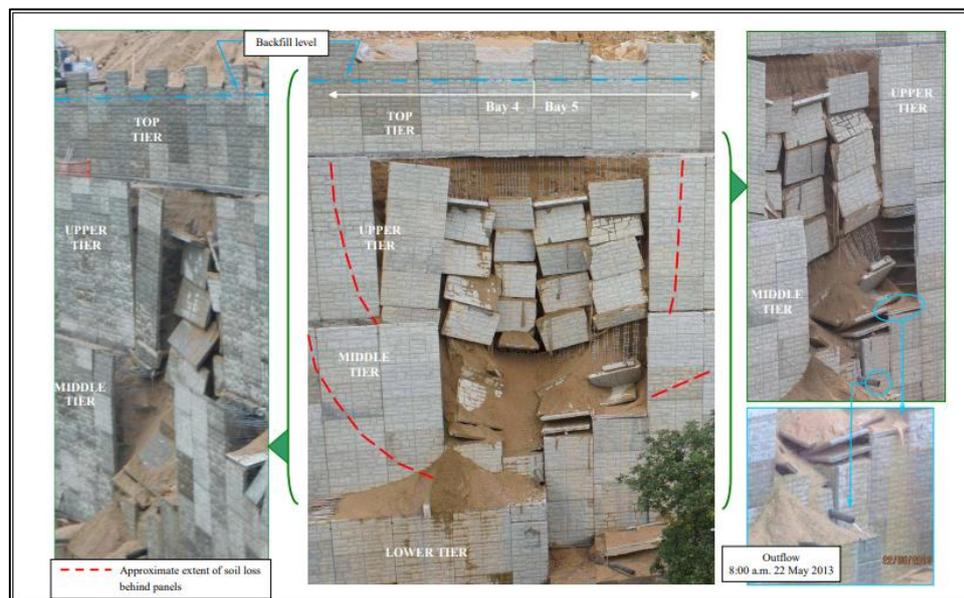
## Description de l'incident

L'incident s'est probablement produit tôt dans la matinée du 22 mai 2013

Le 22 mai 2013, un bus a été arrêté par des débris d'affouillement sur la voie nord de Shun On Road, près du ponceau situé sous le mur R22.

Selon un autre chauffeur de bus qui est passé au même endroit 10 à 15 minutes plus tôt, il n'a pas observé de débris à ce moment-là.

En revanche, un camion de livraison a été arrêté par des débris qui avaient débordé du ponceau situé sous le mur R22, sur la voie sud de Shun On Road. Il est probable que l'incident ait commencé à se produire quelque temps après le début des fortes pluies à 3h30 du matin. En estimant l'heure de l'incident, les débris emportés auraient d'abord bloqué le ponceau en dessous du mur R22 avant que le débordement ne soit observé sur Shun On Road. Les dégâts localisés dans la zone située entre les baies 4 et 5 ont entraîné le déplacement de 40 dalles aux niveaux intermédiaire et supérieur, avec une perte d'environ 510 m<sup>3</sup> de sol derrière les dalles déplacées. (Figure3.9) L'étendue de la perte de sol semble avoir été limitée à la zone située à moins de 2 mètres des dalles.

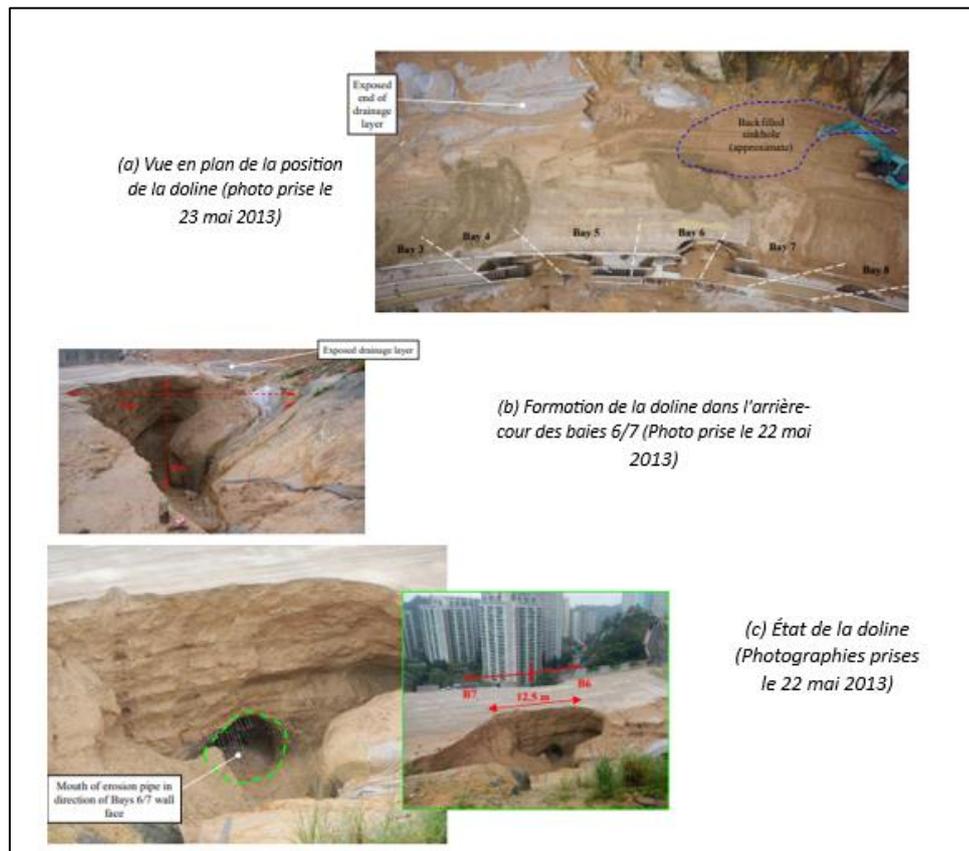


*Figure3.9. Zone de détresse aux travées 4/5 du mur R22 (Photographies prises les 22 et 23 mai 2013)*

Il n'y avait aucun signe de déplacement significatif ou de déplacement des dalles de la couche supérieure.

Les dégâts localisés à l'interface entre les baies 6 et 7 ont entraîné le délogement de 38 panneaux du milieu aux niveaux supérieurs. Environ 340 m<sup>3</sup> de perte de sol ont été observés immédiatement derrière les panneaux délogés et leurs panneaux adjacents.

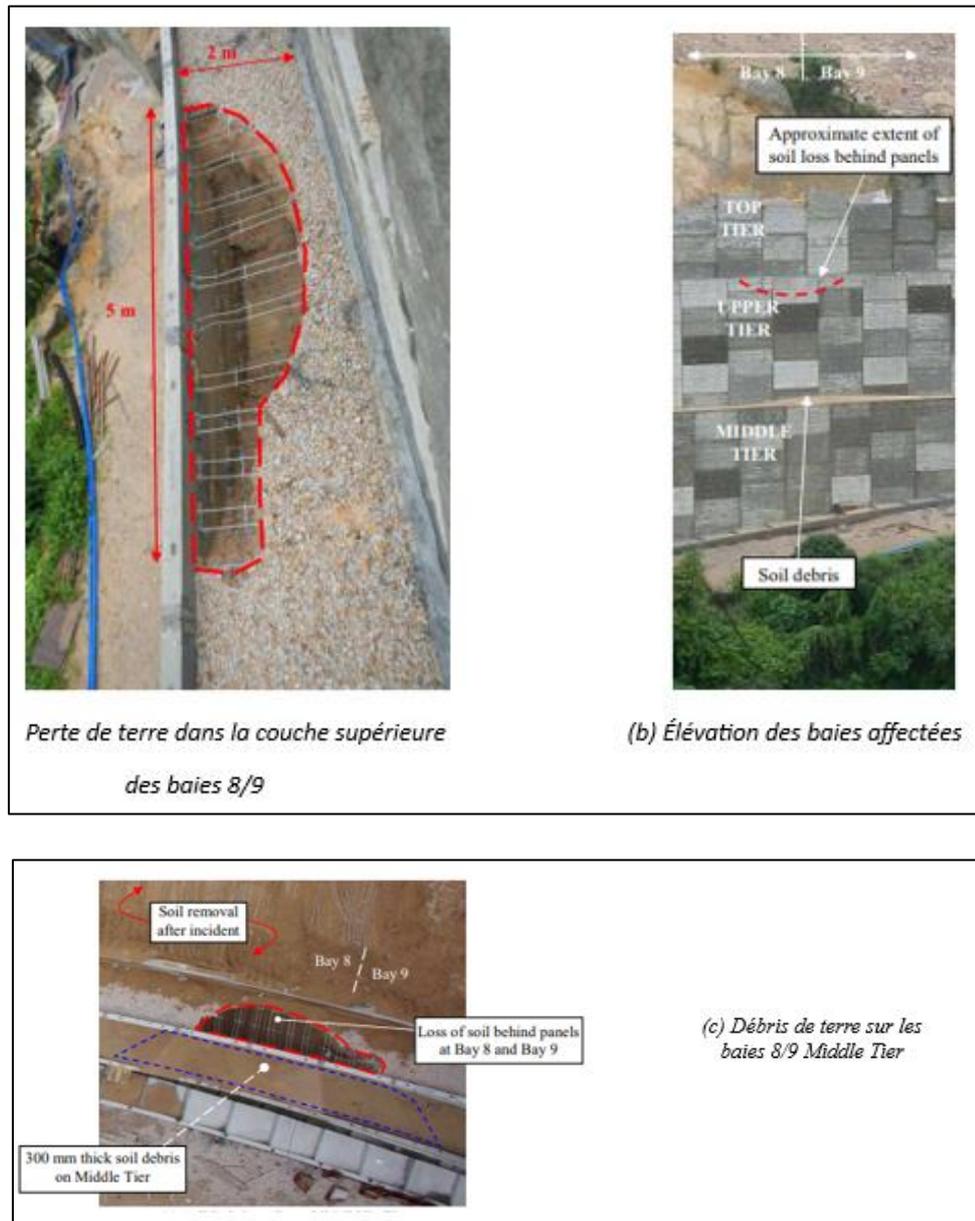
Une fosse de 5 m de long en plan, s'étendant jusqu'à 9 m de profondeur et d'un volume approximatif de 450 m<sup>3</sup> a été observée. (Figure3.10)



**Figure3.10.** Formation de dolines derrière le mur R22 (a), (b), (c) ; (photographies prises les 22 et 23 mai 2013)

La détresse localisée à l'interface entre les baies 8 et 9 a entraîné une perte de sol relativement faible (environ 5 m<sup>3</sup>) immédiatement derrière les panneaux au sommet de l'étage supérieur (Figure3.11).

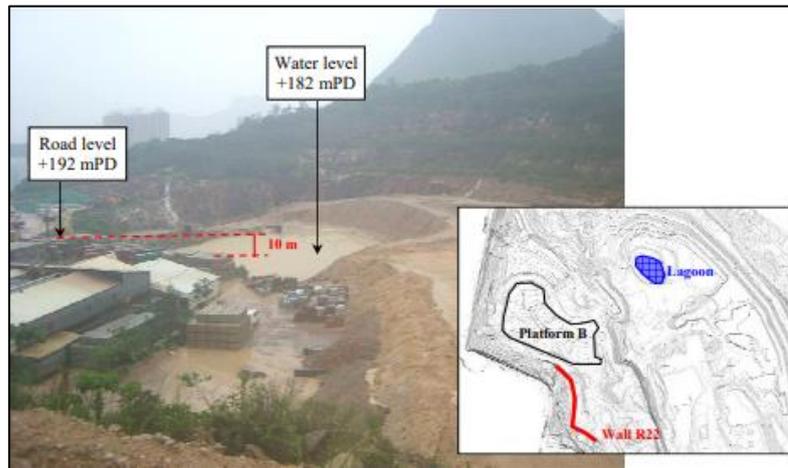
Les panneaux délogés sont soit tombés dans le corps de remblai renforcé, soit accrochés par les sangles de renfort fixées aux panneaux. Aucun des panneaux délogés n'est tombé du mur.



**Figure 3.11** Perte de sol derrière l'étage supérieur des baies 8/9 (a), (b), (c) (photographies prises le 23 mai 013)

## Site de bassin

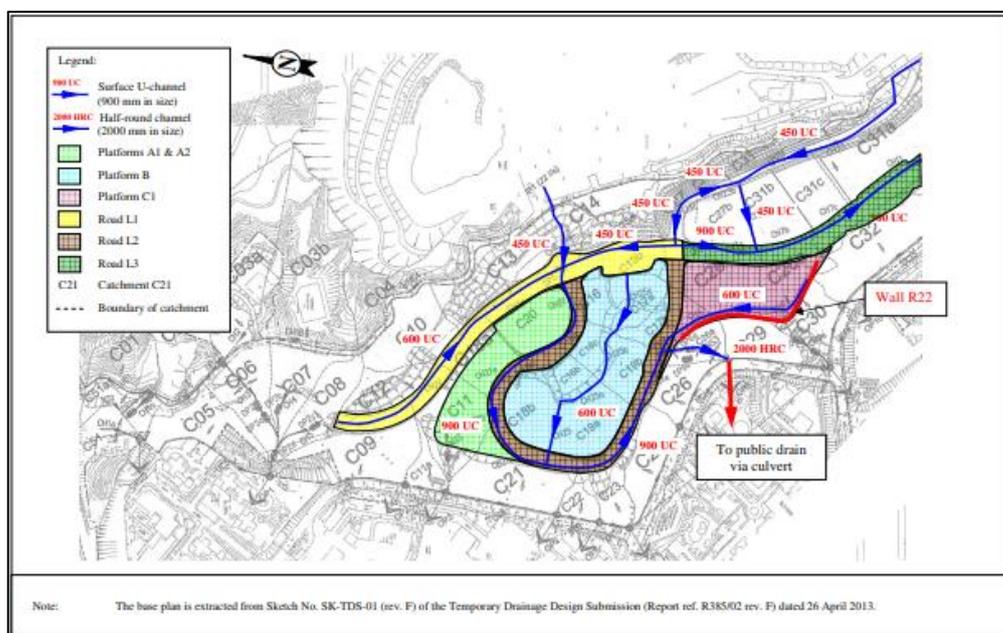
L'évaluation de la topographie du site montre que le bassin versant contribuant au ruissellement de surface vers le mur R22 couvrait les bassins versants 1 et 2, comme le montre la figure 3. Le bassin versant 2 était principalement constitué de l'arrière-cour du mur R22 et du mur R26, ainsi que de la pente adjacente, avec une superficie estimée à 12 800 m<sup>2</sup>. Zone de chalandise totale d'environ 93 100 m<sup>2</sup>. (Figure 3.12)



**Figure 3.12.** État de la lagune dans l'artère de la carrière d'Anderson Road du site DAR (photographie prise le matin de la sortie de drainage à Cascade devant le mur R26 (photographie prise le 23 novembre).

## Dispositifs temporaires de drainage du site

D'après le dernier plan de drainage temporaire de l'entrepreneur avant l'incident (soumis au consultant le 9 mai 2013), un canal en U de 600 mm devait être construit à l'arrière du mur R22 pour évacuer les eaux de ruissellement hors du site via la cascade. Au moment de l'incident, le système de drainage principal construit près du mur R22 comprenait une série de canaux en U (d'une taille allant de 525 mm à 750 mm) et des bacs à sable intermédiaires le long de la périphérie de la plate-forme B (Figure 3.13).

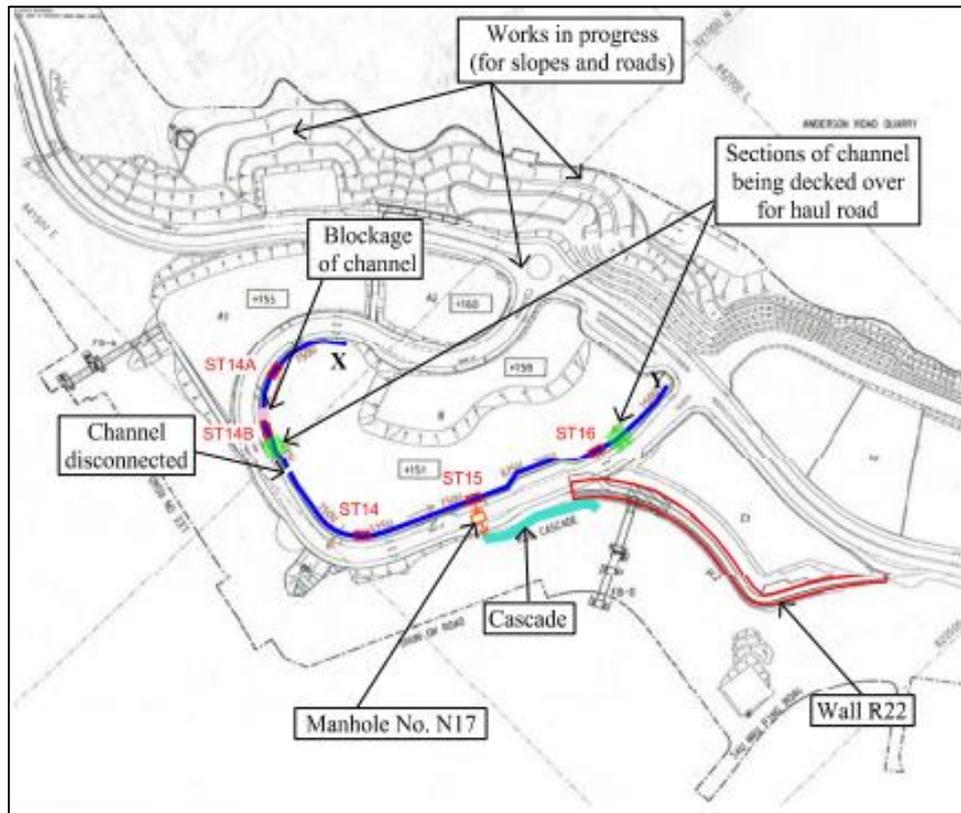


**Figure 3.13.**

*Plan d'aménagement schématique de la conception du drainage temporaire du site*

Au niveau de la plate-forme B, les canaux en U ont généralement une pente inférieure à 1 sur 220, en forme de chevrons vers les fosses à sable. Des travaux de drainage limités sous la route L2 ont été réalisés au moment de l'incident.

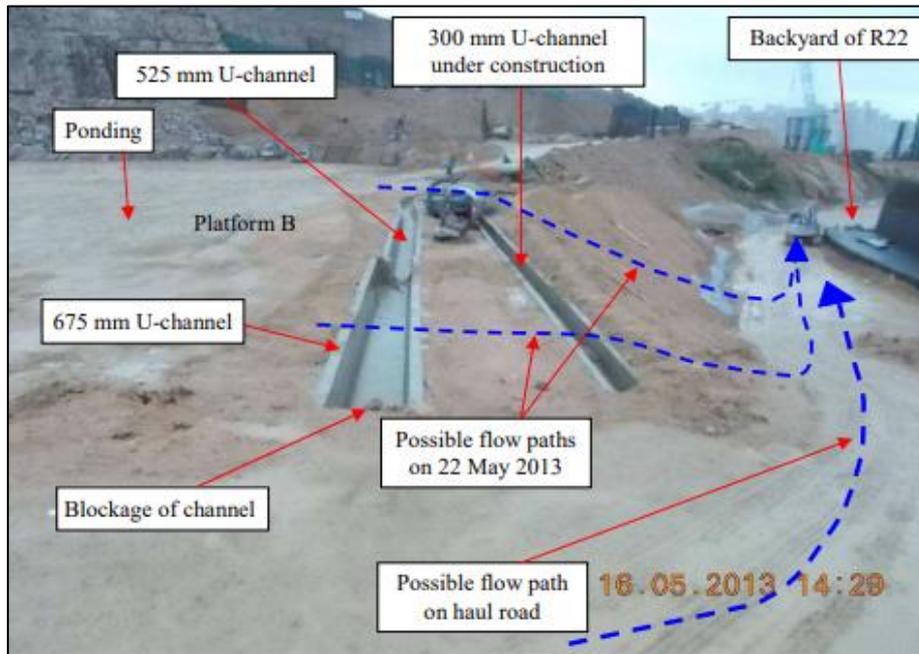
Étant donné le sens de chute de ces canaux en U tels qu'ils ont été construits, un écoulement de surface contre la chute du radier se produirait dans certaines sections des canaux en U (Figure3.14).



*Figure3.14. Schéma du système de drainage de surface tel qu'il a été construit sur la plate-forme B*

Des signes d'obstruction du système de drainage ont été observés quelques jours avant l'incident (Figure3.15).

Dans la matinée du 22 mai 2013, un important écoulement de surface provenant de la plate-forme B a été observé au-dessus de l'emplacement de la digue de terre temporaire (figure 3.16).



**Figure3.15.** Route de transport temporaire au-dessus du canal en forme de U de 675 mm entre et ST16 (Photo prise le 16 mai 2013)

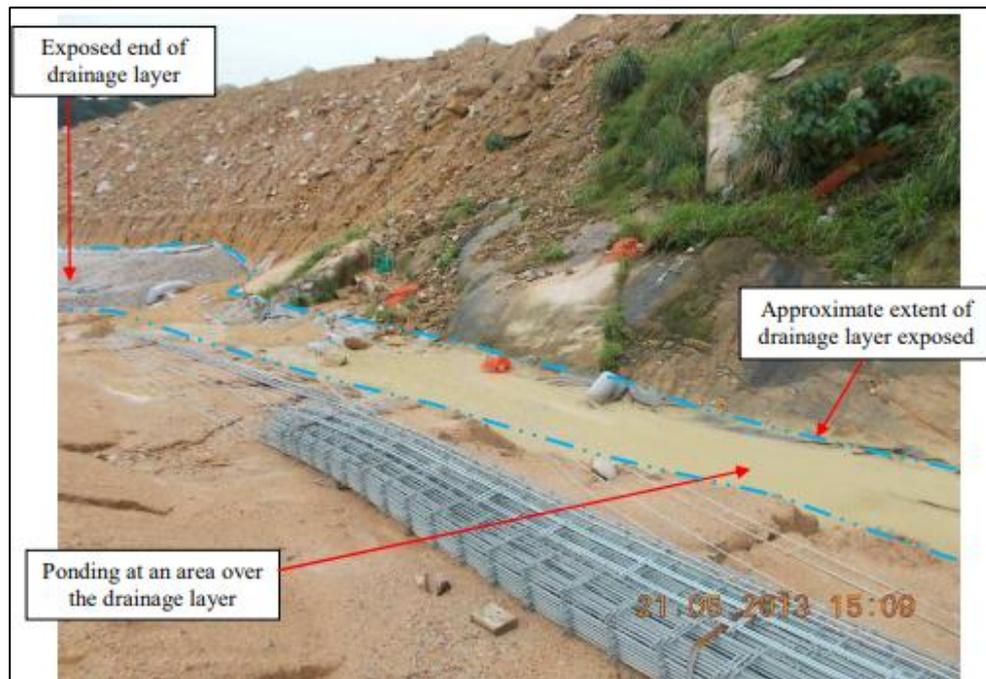


**Figure3.16.** Écoulement important depuis la plate-forme B entre les bacs à sable Arrière du mur R22 (Photographies prises vers 9h00)

La digue de terre temporaire n'a pas permis de contrôler efficacement le ruissellement de surface, comme en témoignent l'écoulement de surface dans la matinée du 22 mai 2013 et les cicatrices d'érosion en dessous de l'étendue de la digue observées plusieurs jours avant l'incident.

Au moment de l'incident, la surface supérieure du remblai compacté (l'arrière-cour) était légèrement inclinée par rapport à la face du mur. L'arrière-cour des travées 4 à 7 du mur constituait un point bas topographique dans les environs, comme en témoignent les mares d'eau observées la veille de l'incident (Figure3.17).

Cela a permis à l'eau de surface qui s'est accumulée dans l'arrière-cour de pénétrer à l'intérieur du mur R22.



*Figure 3.17. État du mur R22 avant l'incident du 22 mai 2013*

*(Photographies prises entre 15h00 et 16h00 le 21 mai 2013)*

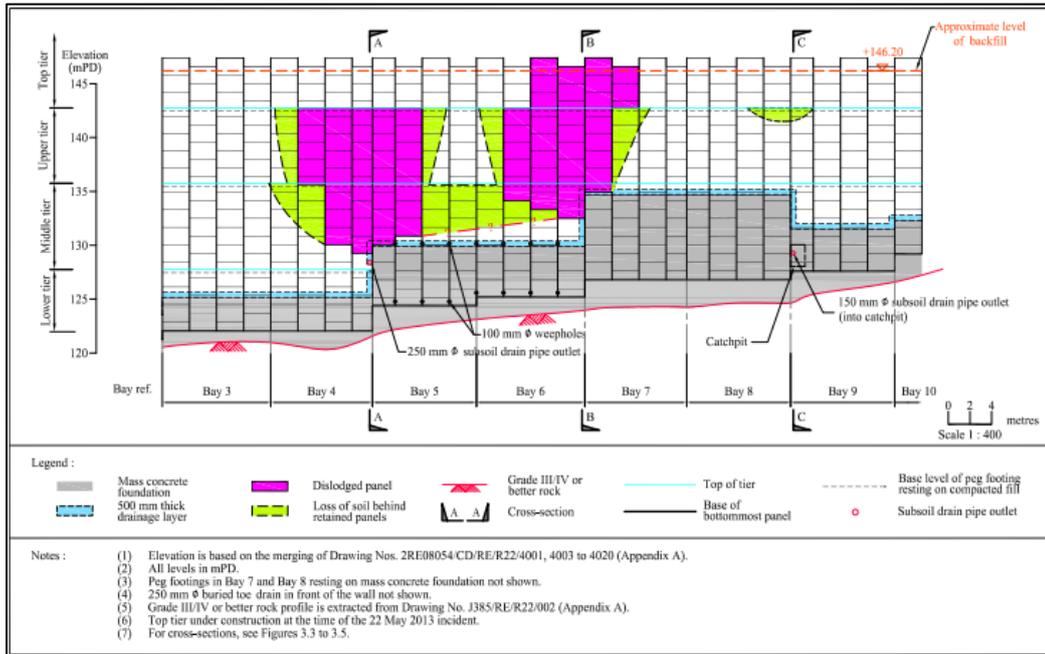
## **Le mur R22**

### **Disposition structurelle et stabilité globale du mur R22**

D'après les dossiers de conception, le mur R22 comprend généralement des fondations en béton massif supportant un corps de remblai armé.

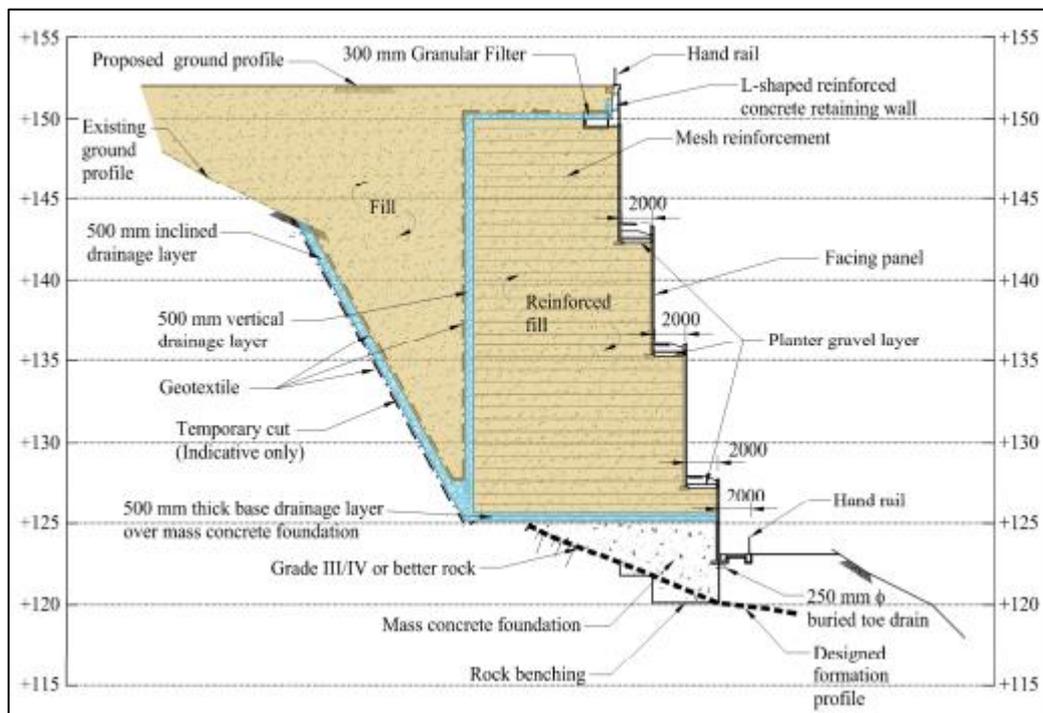
Les fondations en béton massif sont configurées dans un profil étagé le long de l'alignement du mur (figure 3.18).

Au-dessus du corps de remblai armé, il y aurait un mur de soutènement en béton armé en forme de L.



**Figure 3.18.** Élévation du mur R22

Le corps de remplissage armé est constitué d'un ensemble de panneaux revêtus de béton d'une taille typique de 1,6 mètre de hauteur et de 2,5 mètres de largeur. Des panneaux de taille non standard sont utilisés pour épouser la courbure du mur à certains endroits. Chaque dalle de béton est reliée par des rangées de barres d'armature métalliques dont la longueur varie de 4,6 à 19,5 mètres (Figure 3.19)



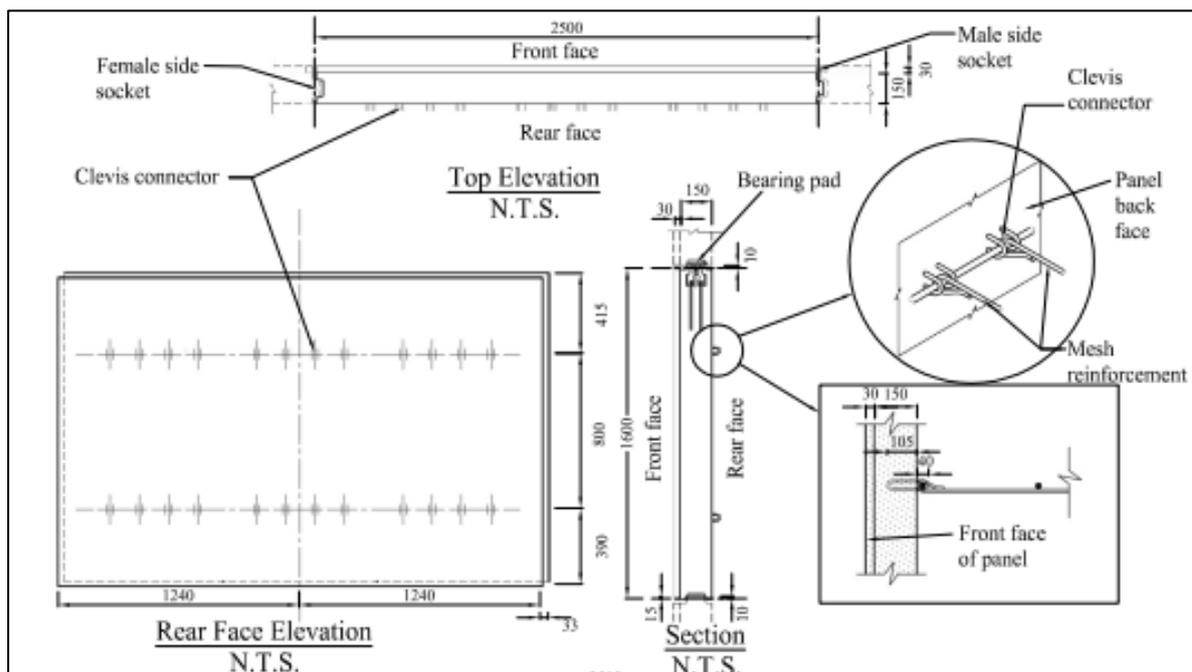
**Figure 3.19.** Section transversale typique du mur R22

Derrière les panneaux se trouve un matériau de remplissage pressurisé qui sert d'ancrage aux barres d'armature pour soutenir les panneaux de façade en béton.

La couche inférieure des panneaux de façade en béton est généralement fondée sur des fondations en blocs de béton, tandis que les panneaux des couches supérieures sont généralement fondés sur un matériau de remblai compacté avec une bande de 300 mm de large et 150 mm de haut.

Des joints de cavité sont prévus pour emboîter les dalles avec les dalles voisines. Un tissu géotextile est placé derrière les joints des panneaux pour éviter la perte de sol.

Certains panneaux de façade en béton sont fixés à la face avant des fondations en béton de masse (appelées "panneaux fantômes"), avec une entretoise de 300 mm de large et du béton de remplissage (Figure3.20).



**Figure3.20.** Détails typiques du mur R22

Le sol proche de la surface supérieure de l'ouverture de l'étage a une faible pression de surcharge par rapport à la surcharge créée à la base de l'étage supérieur et est supposé ne pas être soumis à une accumulation de pression d'eau élevée.

Le niveau de conception de la nappe phréatique a été fixé à un tiers de la hauteur retenue dans la vérification de la stabilité externe du mur R22.

Dans la conception contre l'instabilité interne, il a été supposé que les eaux souterraines seraient interceptées par les couches de drainage entourant le mur et le long de la surface de coupe temporaire, sans saturation ni accumulation de pression d'eau dans le corps du remblai renforcé.

### **Disposition du drainage du mur R22**

La disposition de drainage du mur comprend généralement deux couches de drainage à l'arrière du mur : une verticale directement derrière le corps de remblai renforcé et une inclinée reposant sur la surface de la coupe temporaire comme la montre.

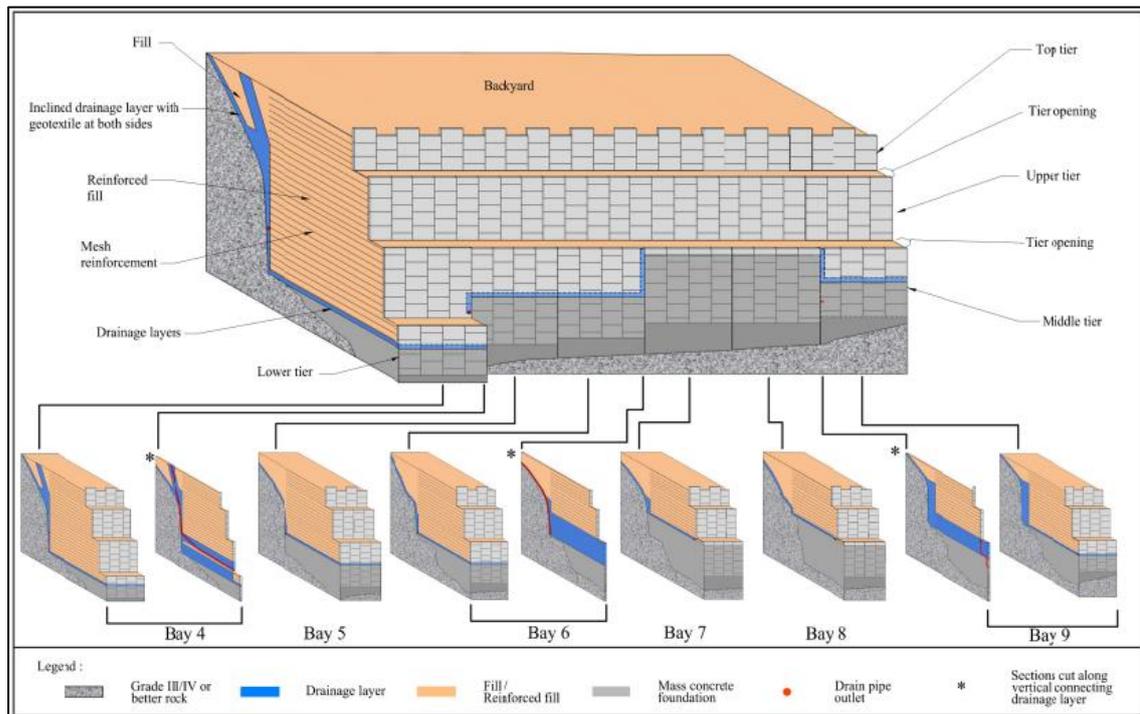
Il y a également une couche de drainage de base recouvrant les fondations en béton massif à la base du corps de remblai recompressé. Les trois couches de drainage sont reliées entre elles.

Une couche de géotextile a été fournie comme filtre à l'interface des couches de drainage inclinées et verticales avec le sol adjacent. Les couches de drainage sont beaucoup plus perméables que les matériaux de remblai compactés.

L'épaisseur des couches de drainage s'est avérée variable. Des enregistrements photographiques montrent que les couches de drainage à certains endroits à l'arrière du mur étaient plus épaisses que 500 mm, tandis que l'exposition localisée de la couche de drainage de base au-dessus de la fondation en béton massif de la baie 4 variait de 300 mm à 400 mm d'épaisseur.

La disposition de la conception du drainage du mur fait que les " couches de drainage de connexion verticale " aux interfaces entre les travées 4 et 5, entre les travées 6 et 7, et entre les travées 8 et 9 sont à proximité immédiate d'une ouverture en gradins (Figure3.21).

Sur la partie du mur de remblai renforcé en cours de construction, cette disposition était unique à ces trois endroits du mur, qui ont été observés comme coïncidant avec l'emplacement des trois zones de détresse localisées.



**Figure3.21.** Spatial arrangement des couches et des niveaux de drainage

L'eau recueillie dans les couches de drainage verticales et inclinées à l'arrière du corps de remblai renforcé s'écoulerait le long de la couche de drainage de base à l'intérieur du mur R22 jusqu'à ce qu'elle atteigne une sortie.

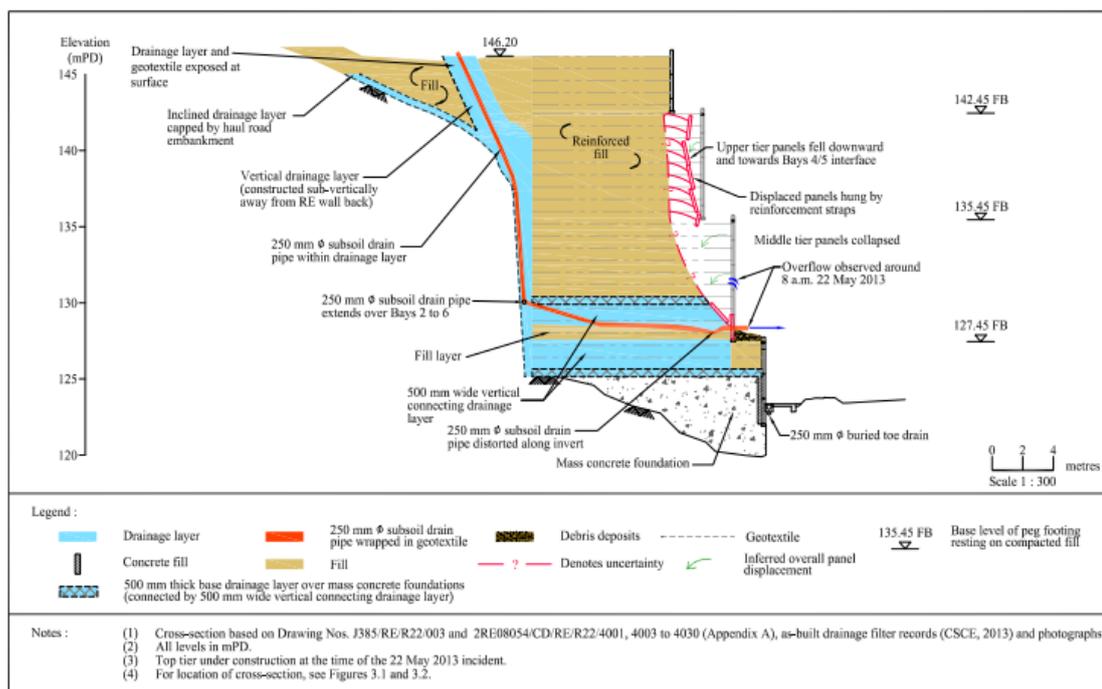
Il y avait 4 sorties principales pour le mur R22, comprenant l'écoulement direct des couches de drainage de base à la baie 1 et les baies 21 à 22 et via des tuyaux de drainage sous-sol perforés de 150 mm et 225 mm de diamètre à demi-prescrits à la baie 9 et à la baie 15 respectivement.

## Construction du mur R22

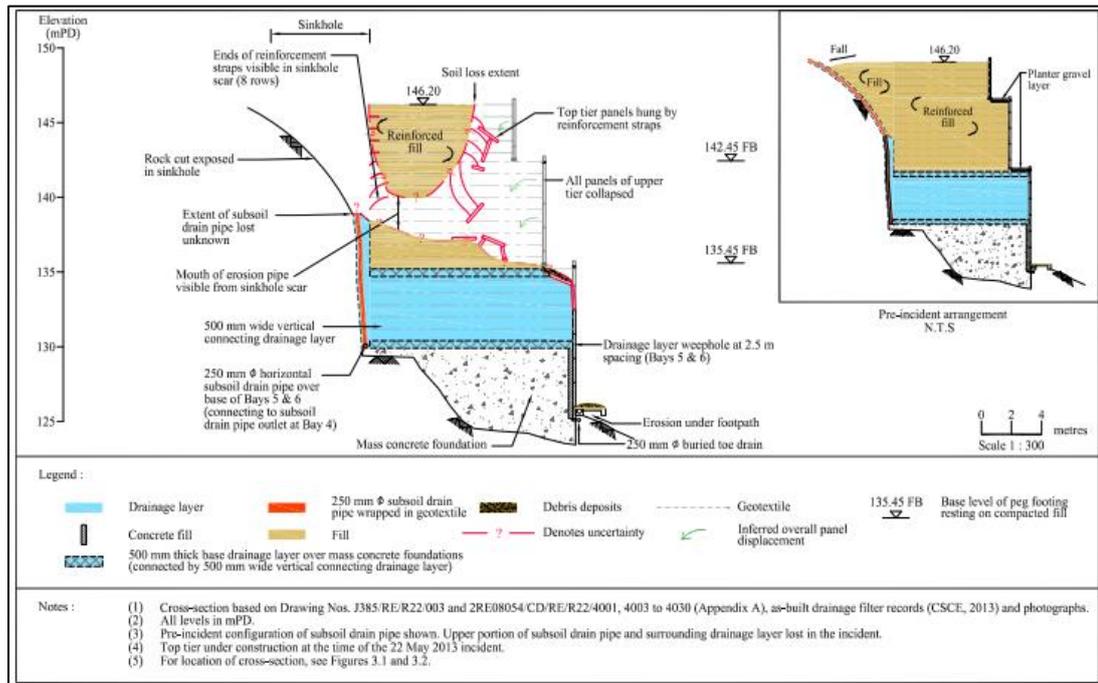
Au moment de l'incident, la construction de la partie en remblai renforcé du mur entre les baies 2 et 16 était en cours.

Le mur a été généralement construit conformément à la conception technique mentionnée ci-dessus, sauf que les couches de drainage inclinées et verticales à l'arrière du mur ont été construites en une seule couche combinée entre la baie 3 et la baie 11.

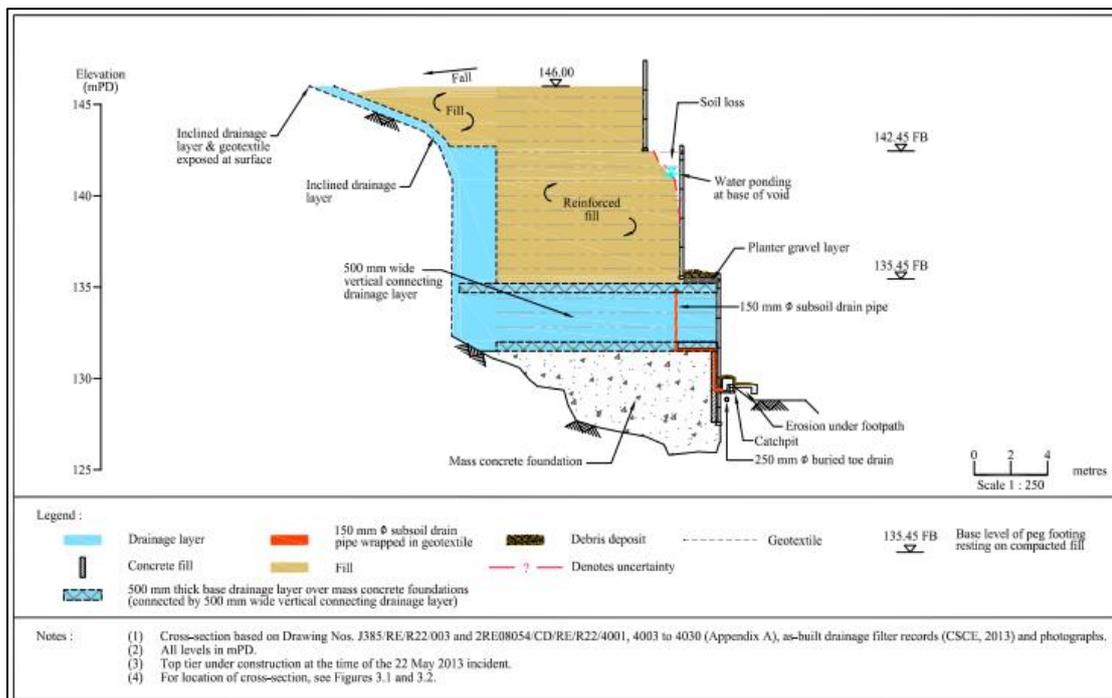
À l'arrière du mur ont été construites en une seule couche combinée entre la baie 3 et la baie 11 (Figures 3.22 à 3.24).



**Figure 3.22.** Incident de paroi R22 à l'interface entre les travées 4 et 5



**Figure 3.23. Incident de paroi R22 à l'interface entre les travées 6 et 7**



**Figure 3.24. Incident de paroi R22 à l'interface entre les travées 8 et 9**

De façon générale, rien n'indiquait que les matériaux utilisés pour la construction du mur R22, y compris les panneaux de parement en béton, les sangles de renfort et leurs raccords, etc., s'écartaient des spécifications. Des fragments de remblai surdimensionnés ont été identifiés à l'occasion dans la baie 4 au cours de l'enquête au sol qui a suivi l'incident. Ces fragments n'ont généralement pas été observés dans la masse de sol renforcée tout au long de l'excavation pour les travaux urgents d'assainissement. Des variations dans l'épaisseur des couches de drainage ont également été observées localement et déduites des enregistrements photographiques.

## **Surveillance du mur R2**

Une série de marqueurs de mouvement a été érigée sur le panneau supérieur de chaque niveau le long de l'alignement du mur avec des mesures prises depuis le 19 juillet 2012 à des intervalles généralement bimensuels. Le mouvement maximal enregistré au-dessus des baies touchées avant l'incident était de 20 mm de tassement vertical au niveau supérieur de la baie 4 et de 18 mm de mouvement horizontal vers l'extérieur au niveau central de la baie 7. Les mouvements enregistrés dans les baies touchées se situaient tous à l'intérieur des tolérances permises. Les instruments installés dans le mur comprenaient des jauges de contrainte, des piézomètres et des inclinomètres, mais aucun n'a été installé dans les baies 4 à 9 qui présentaient des signes de détresse lors de l'incident du 22 mai 2013.

## **Enquête sur le terrain après l'incident**

L'étude du sol après l'incident a été entreprise par le contractant de l'IG, DrilTech Ground Engineering Ltd, d'août 2013 à septembre 2013, à la suite des travaux de réparation urgents. L'IG comprenait 15 tests de sondes GCO et l'excavation de cinq fosses d'inspection à différents endroits afin d'identifier la nature et l'état des matériaux impliqués dans l'incident du 22 mai 2013. L'emplacement des stations d'investigation du sol après l'incident est indiqué à la Figure 7.5. La taille des puits d'inspection était généralement limitée afin d'éviter toute perturbation potentielle des semelles des piquets. En général, aucune observation significative n'a été faite dans la plupart des puits d'inspection, à l'exception du puits d'inspection n° IP3. Des fragments occasionnels de la taille d'un galet ont été trouvés dans la fosse d'inspection n° IP3, qui était située près de la semelle de cheville exposée de l'étage intermédiaire de la baie 4.

## **Diagnostic de l'incident du 22 mai 2013**

Sur la base des informations disponibles, La raison principale est qu'il était probable que l'infiltration d'eau de surface par la couche de drainage exposée à l'arrière du mur était un facteur clé de la détérioration. L'enquête de l'entrepreneur (CSCE, 2012) a également conclu que "la rupture était due à l'écoulement de l'eau de surface vers le point le plus bas du remblai actuel". Le point le plus bas du niveau actuel remblayé et l'écoulement à travers la couche filtrante de la pente arrière jusqu'à la surface du bloc de béton de masse qui a emporté le remblai sur son passage".

Les dispositions de drainage du site de la plate-forme B au moment de l'incident n'étaient pas efficaces pour acheminer les eaux de ruissellement hors du site. L'évaluation technique montre que, sous l'effet des pluies intenses du 22 mai 2013, les dispositifs de drainage du site de la plate-forme B n'ont pas permis de faire face au ruissellement de surface généré, ce qui a entraîné un débordement des eaux de surface vers le mur R22.

La couche de drainage exposée à l'arrière du corps de remplissage renforcé n'a pas été protégée contre le ruissellement de surface et a permis à l'eau de pénétrer dans cette zone en cas de précipitations.

Cette couche de drainage exposée a permis à une grande quantité d'eau de s'infiltrer dans les couches de drainage de base du mur R22.

Des pressions d'eau élevées ont pu s'accumuler dans les couches de drainage de base ainsi que dans les "couches de drainage de raccordement vertical".

Figure 3.21 est une représentation tridimensionnelle des couches de drainage souterraines et des niveaux entre les travées 4 et 9.

Les coupes montrent que les ouvertures du niveau le plus bas sont toutes situées au-dessus des couches de drainage de base. L'accumulation de fortes pressions d'eau dans la couche de drainage inférieure aurait dépassé les pressions de la couverture du sol "couches de drainage verticales" était trop mince. Cela a entraîné un soulèvement hydraulique de la couche de sol et des tuyaux au niveau de l'ouverture du bac. Compte tenu de la configuration du mur, il est également possible que le sol à proximité des ouvertures des gradins ait été soumis à un ratio de contrainte locale élevé (cisaillement/contrainte verticale effective) et qu'il soit susceptible de se rompre localement en cas d'accumulation d'une pression d'eau élevée à proximité.

Il est probable que la grande surface de la section transversale des "couches de drainage verticales" à un seul endroit signifie que des flux d'eau ascendants beaucoup plus importants pouvaient se produire au-dessus de ces couches qu'ailleurs au-dessus de la couche de drainage de base. Par conséquent, une fois la perte de sol amorcée, les flux d'eau ascendants se concentreraient à ces endroits le long du palier, provoquant l'érosion et la perte continue de sol.

Cela conduirait à la formation de vides dans le remblai compacté près de l'ouverture du gradin. La progression postulée du mécanisme de détresse à l'interface entre les baies 4 et 5. La détresse à l'interface entre les baies 6 et 7 semble être plus développée que celle entre les baies 4 et 5, avec la formation d'un gouffre à l'arrière, ce qui pourrait être dû à une plus grande quantité d'infiltration d'eau dans le mur ou à la présence d'un tuyau de drainage souterrain à ce dernier endroit qui pourrait aider à réduire le volume d'eau sortant du haut du niveau.

Après examen des dossiers de conception, il s'est avéré que les dispositions relatives à l'agencement du drainage des murs étaient obligatoires pour une condition permanente dans laquelle la couche de drainage derrière le remblai renforcé serait recouverte d'un remblai compacté. Une évaluation a été faite de l'adéquation des dispositions relatives au drainage des

murs ou des impacts négatifs potentiels dus à l'excès d'eau pénétrant dans le mur, en particulier pendant la construction.

La structure en gradins du mur n'a pas été conçue pour répondre aux besoins d'une accumulation d'eau à haute pression. Aucune disposition n'a été prévue pour la protection contre la perte de sol dans les ouvertures de la couche.

À la lecture des dossiers de conception et de construction connexes, rien n'indique que la détresse ait été causée par une défaillance dans la conception ou l'exécution permanente des ouvrages permanents. Cependant, les détails internes impliquant une « couche de drainage de connexion verticale » adjacente à l'étape de fondation en béton massif, à proximité d'une ouverture de niveau, sont vulnérables à la tuyauterie en cas d'infiltration involontaire d'une quantité importante d'eau, ce qui s'est produit lors de cet incident lors d'une tempête de pluie intense pendant la construction du mur.

## **Conclusion**

L'eau de surface qui a atteint et s'est accumulée au niveau de la couche de drainage exposée pendant la forte tempête de pluie est la principale source d'eau qui a conduit à la détresse.

Rien n'indique que les dégâts aient été causés par un défaut de conception ou d'exécution des ouvrages permanents. Cependant, les détails internes qui comprennent une "couche de drainage verticale continue" adjacente à la marche de fondation en béton, à proximité de l'ouverture de la couche, sont vulnérables dans le cas où une grande quantité d'eau pénètre par inadvertance dans le tuyau, ce qui s'est produit dans cet incident lors d'une forte tempête de pluie alors que le mur était en cours de construction.

Ces dernières années, il y a eu de nombreux cas d'endommagement de murs de soutènement en terre renforcée par des pluies de guérilla, et l'intérêt social pour le renforcement et la restauration des murs de soutènement endommagés grandit de jour en jour.

C'est ce que nous allons présenter dans la dernière partie pour quelques réparations en terre armée.

## ***Chapitre 04 :***

### *Analyse des méthodes de réhabilitation des ouvrages en Terre Armée*

## **Introduction**

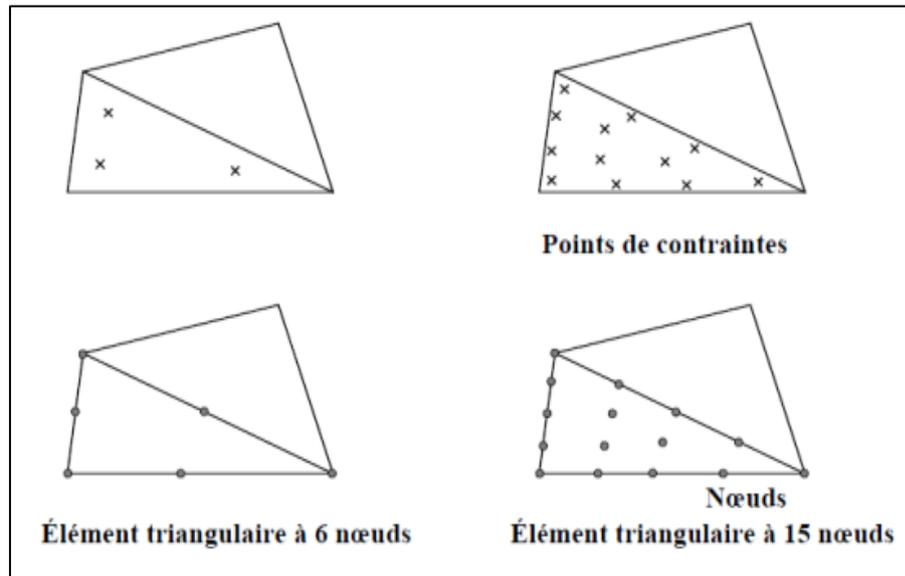
Les murs de soutènement en terre renforcée sont de plus en plus courants et le nombre de cas de dommages augmente également. Les rapports suggèrent que la cause de la défaillance des murs de soutènement en terre renforcée est principalement une combinaison de la conception et de l'intensité des précipitations. Les murs de soutènement en terre renforcée sont construits pour utiliser efficacement les sites étroits. Il est donc difficile de les renforcer et de les réparer en cas de défaillance. Récemment, les murs de soutènement en terre renforcée ont souvent cédé sous l'effet de fortes pluies, et les mesures visant à renforcer et à réparer les murs de soutènement endommagés suscitent de plus en plus d'intérêt.

Une série d'analyses numériques du mur de soutènement endommagé a été réalisée à l'aide de PLAXIS V22 en 2D, un code amplement utilisé dans plusieurs applications géotechniques, telles que l'analyse des déformations et des contraintes dans le sol, et la modélisation des fondations, des excavations, des tunnels, des barrages et d'autres structures géotechniques. Les résultats des analyses numériques sont présentés dans cette étude afin de fournir des données utiles pour la réparation des murs de soutènement endommagés et l'entretien des murs de soutènement anciens.

## **Méthode des éléments finis**

Selon la théorie de l'élasticité, la méthode des éléments finis (FEM) consiste à séparer la géométrie en éléments qui doivent tous respecter certaines règles mathématiques en matière de rigidité. PLAXIS propose deux éléments : un triangle à 6 nœuds et un triangle à 15 nœuds, où, dans le cas de la contrainte plane, chaque nœud possède deux degrés de liberté (Figure 4.1)

Le logiciel offre des éléments en forme de triangle à 15 nœuds. Ce genre d'éléments permet d'interpoler les déplacements du quatrième ordre. L'intégration numérique comprend donc douze éléments clés. Les fonctions d'interpolation sont de deuxième ordre pour les éléments à 6 nœuds. Les éléments, les structures et les interfaces sont adaptés au type de sol choisi.



*Figure 4.1. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol*

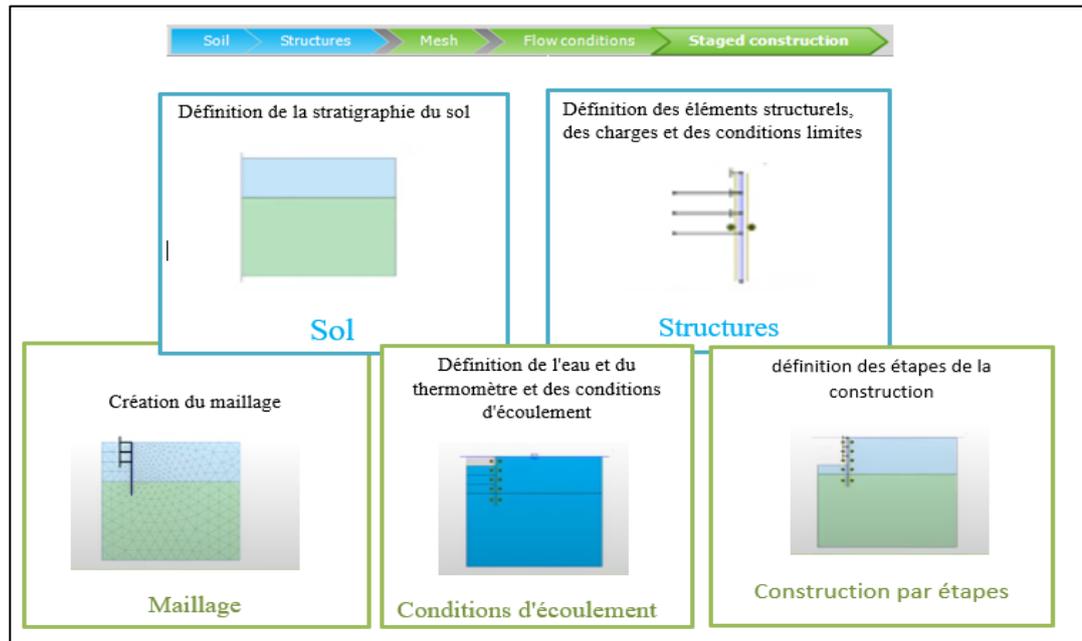
## **Le code Plaxis**

### **Présentation de programme**

➤ PLAXIS est un logiciel numérique de pointe utilisé dans le domaine de la géotechnique pour la modélisation et l'analyse des problèmes géotechniques complexes en deux et trois dimensions. Ce logiciel est largement utilisé par les ingénieurs géotechniciens pour étudier le comportement des sols sous différentes conditions de chargement, les déformations du sol, les mouvements des structures, et pour concevoir des solutions géotechniques sûres et efficaces pour divers projets de génie civil et de construction.

➤ La version PLAXIS V22 est la dernière version disponible à partir de ma dernière mise à jour en janvier 2022. Elle comprend une gamme de fonctionnalités avancées pour la modélisation des sols, des structures et des interactions sol-structure.

➤ Un bref résumé des caractéristiques importantes du programme est donné ci-dessous (Figure4.2).



➤ *Figure4.2. Prétraitement en 5 modes de travail*

## Les programme de Plaxis 2d V22

### ✚ Input

➤ Dans PLAXIS 2D V22, le programme "Input" fait référence à la partie du logiciel où les utilisateurs créent et configurent leurs modèles géotechniques. Voici un aperçu des fonctionnalités et des étapes typiques associées au programme Input :

#### ➤ Création de géométries

➤ Les utilisateurs peuvent définir la géométrie du modèle en déterminant les formes et les dimensions des sols, des structures, des excavations, des fondations, etc.

#### ➤ Définition des matériaux

➤ Cette fonctionnalité permet aux utilisateurs de spécifier les propriétés des matériaux, tels que les caractéristiques géotechniques des sols (module de cisaillement, angle de frottement, cohésion, etc.) et les propriétés des structures (module d'élasticité, coefficient de Poisson, etc.)

#### ➤ Configuration des conditions aux limites

➤ Les utilisateurs peuvent définir les conditions de bord du modèle, telles que les conditions de chargement, les contraintes ou déplacements imposés, les liaisons avec d'autres structures, etc.

#### ➤ Maillage du modèle

Dans cette étape, les utilisateurs génèrent le maillage du modèle en définissant la densité et la distribution des éléments finis qui représentent le domaine géotechnique.

### ➤ **Application des charges**

➤ Les charges externes, telles que les poids propres, les surcharges, les charges de vent, etc., peuvent être appliquées aux modèles dans cette section.

### ➤ **Configuration des analyses**

➤ Les utilisateurs définissent les paramètres d'analyse tels que le type d'analyse (statique, dynamique, consolidation, etc.), les options de convergence, les critères d'arrêt, etc.

### ➤ **Définition des propriétés du sol et des structures**

➤ Dans cette étape, les utilisateurs peuvent spécifier des propriétés spécifiques du sol ou des structures, telles que les paramètres de fluage, la rupture du sol, les propriétés des matériaux non linéaires, etc.

### ➤ **Validation du modèle**

➤ Avant de lancer l'analyse, les utilisateurs peuvent valider leur modèle en vérifiant les paramètres, en inspectant la géométrie, en examinant les conditions aux limites, etc.

➤ Le programme "Input" de PLAXIS 2D V22 offre aux utilisateurs une interface conviviale pour créer, configurer et préparer leurs modèles géotechniques avant de procéder à l'analyse numérique.

## **Calculation**

### ➤ **Choix du type d'analyse**

➤ Vous sélectionnez le type d'analyse que vous souhaitez effectuer, par exemple une analyse de déformation, une analyse de contrainte, une analyse de consolidation,

### ➤ **Réglage des paramètres de calcul**

➤ Vous configurez les paramètres de calcul tels que le pas de temps, la méthode de convergence, les critères d'arrêt, etc.

### ➤ **Exécution de l'analyse**

➤ Vous lancez le calcul dans PLAXIS 2D. Le logiciel résout les équations de la mécanique des sols et de la structure pour estimer le comportement du sol et des structures sous les charges et les conditions données.

## **Out put**

### ➤ **Analyse des résultats**

➤ Une fois l'analyse terminée, vous examinez les résultats pour évaluer le comportement du sol et des structures. Vous pouvez visualiser des déformations, des contraintes, des déplacements, des pressions interstitielles, etc.

### ➤ **Interprétation des résultats et prise de décision**

➤ En fonction des résultats obtenus, vous interprétez les performances de la structure ou du sol et prenez des décisions pour optimiser la conception ou le comportement géotechnique.

## **Analyse numérique des études de pathologie et méthodes de réhabilitation**

### **Domage aux murs de soutènement en terre armée**

➤ Il y a eu de nombreux cas d'effondrement de murs de soutènement en terre renforcés par des géogrilles « GRS ». Par conséquent, l'intérêt social pour le renforcement et la réparation des murs de soutènement effondrés augmente de jour en jour. Cependant, il n'existe que peu de recherches disponibles.

➤ Cependant, on a pu tirer de la littérature un cas pratique d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrilles avec des dommages couvrants entre 36 et 44 % de sa hauteur. Il s'agit d'un mur implanté en Corée du sud, un d'accès à l'usine se trouve devant le mur de soutènement et un terrain de baseball derrière. Des fissures de tension et de connexion dans le bloc avant ont été observées en permanence depuis l'achèvement du mur de soutènement (Figure 4.3).

➤ Le mur de soutènement est situé devant l'usine et la hauteur maximale du mur de soutènement en terre armée construit est de 9.7 mètres. La longueur de la géogrille L'est de 3.5 à 4.3 mètres et la longueur de mur est 80 m (Tableau 4.1).

➤ Dans cette étude, le mur de soutènement endommagé se compose de 12 nappes de géogrilles et d'une face en blocs modulaires d'une longueur estimée à 0.5 m et d'une largeur de 0.2 m avec une charge extérieure estimée de 20 kPa (Figure 4.3). En plus, les propriétés du sol sont regroupées (Tableau 4.2).

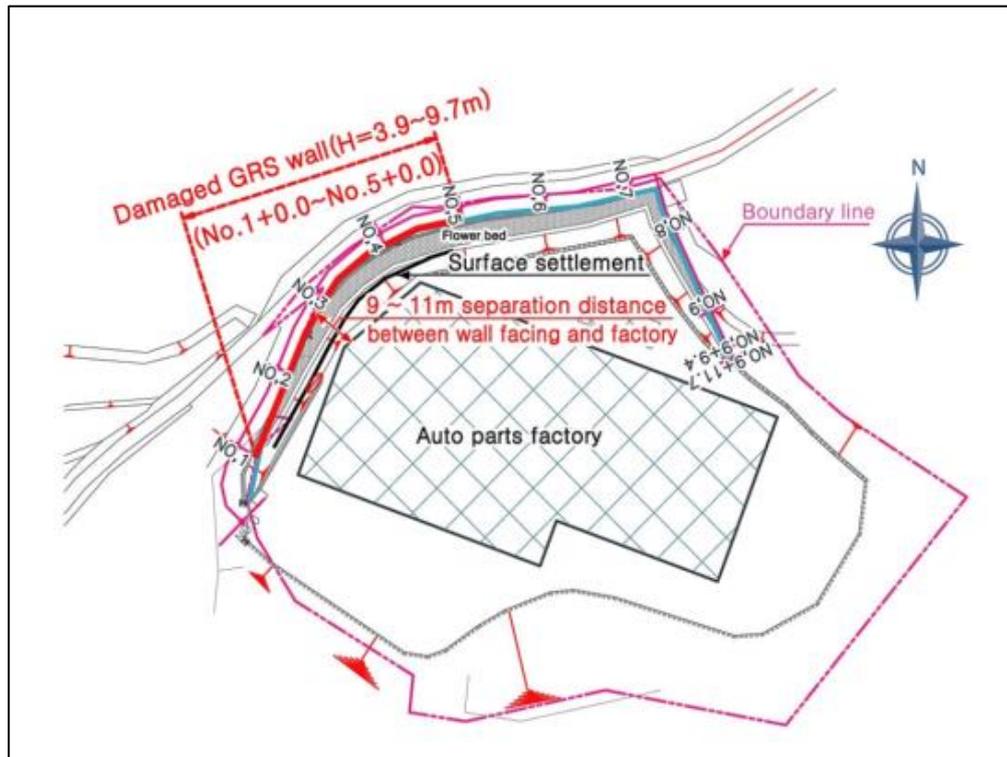


Figure 4.3. Vue en plan de l'emplacement du mur GRS endommagé

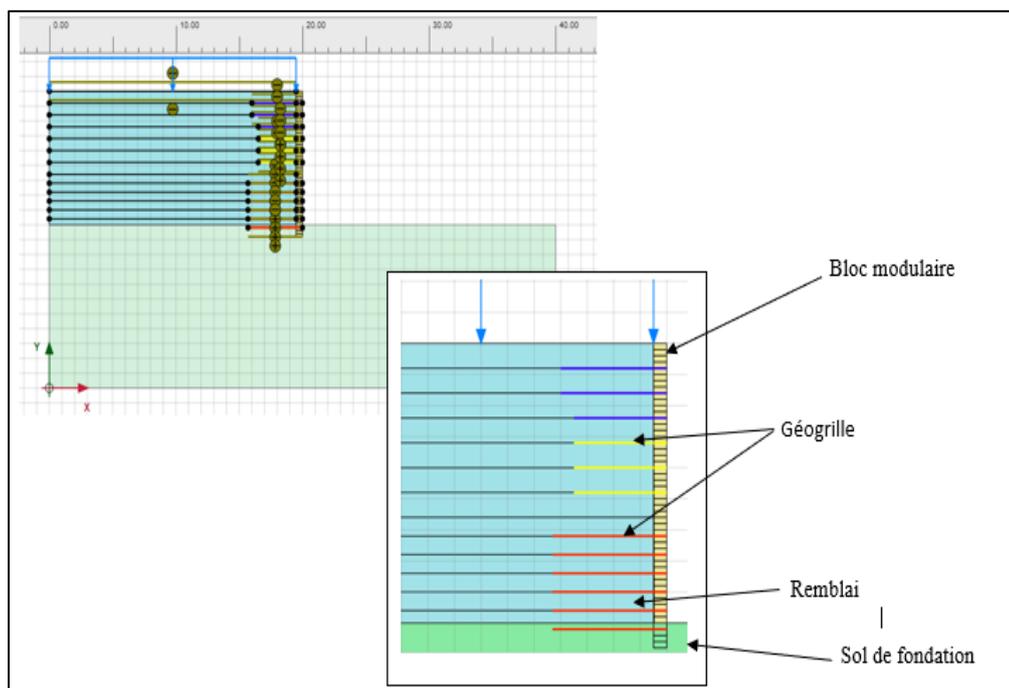


Figure 4.4. Modèle de base de mur GRS sous PLAXIS V22

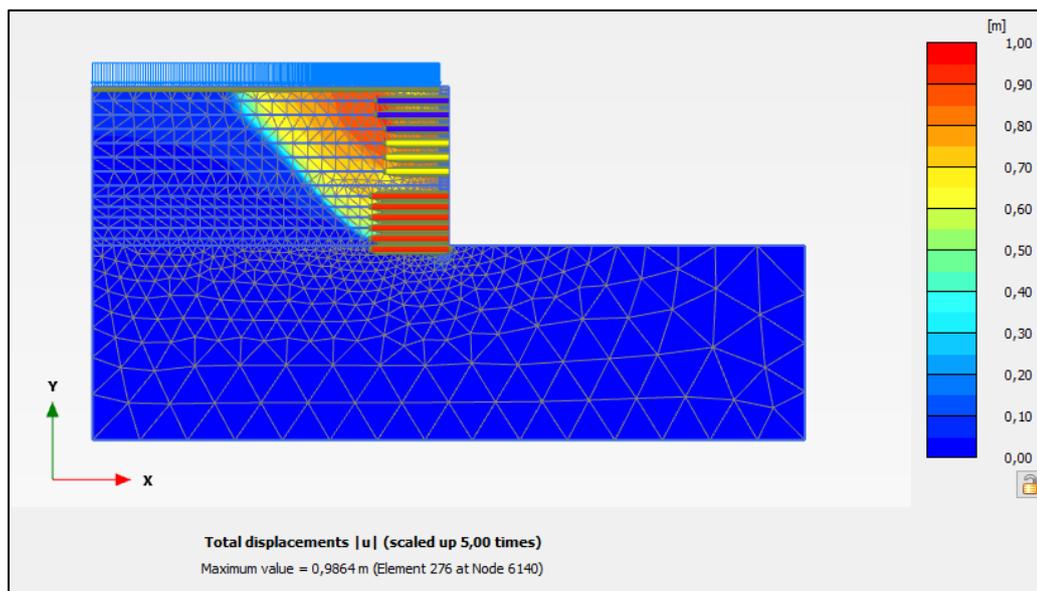
Tableau 4.1. Informations de base sur le mur GRS endommagé

Mur GRS		Géogridde		
Hauteur (m)	Longueur (m)	Résistance à la traction (kN/m)	Longueur (m)	Espacement vertical (m)
3_9.7	80.0	60, 80, 150	3.5_4.3	0.6_1.2

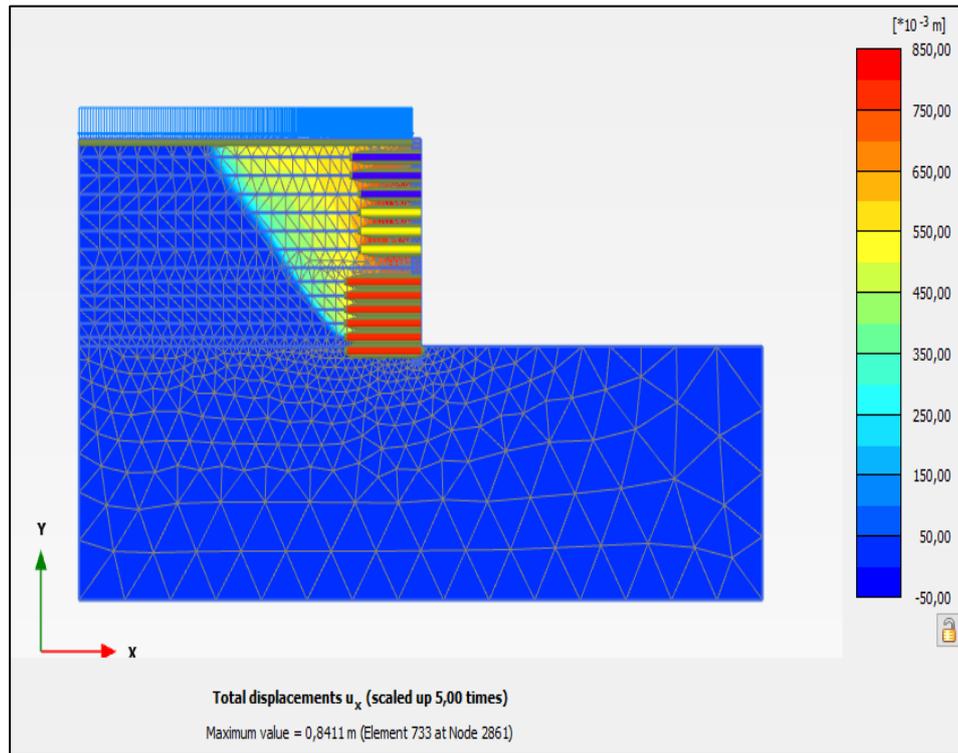
**Tableau4.2.** Paramètres du sol

Les paramètres des sols	Sol de fondation Mohr-Coulomb	Remblai Mohr-Coulomb	Bloc de mortier
Poids volumique ( $\gamma_{dry}$ ) [kN/m <sup>3</sup> ]	19	19	20
Module d'élasticité (E) [kN/m <sup>2</sup> ]	40.000	30.000	30.000
Coefficient de Poisson ( $\nu$ )	0.33	0.33	0.1
Angle de frottement ( $\phi$ ) [°]	33	30	35
La cohésion (C) [kN/m <sup>2</sup> ]	30	20	200
Angle de dilatance angle ( $\psi$ ) [°]	0	0	0

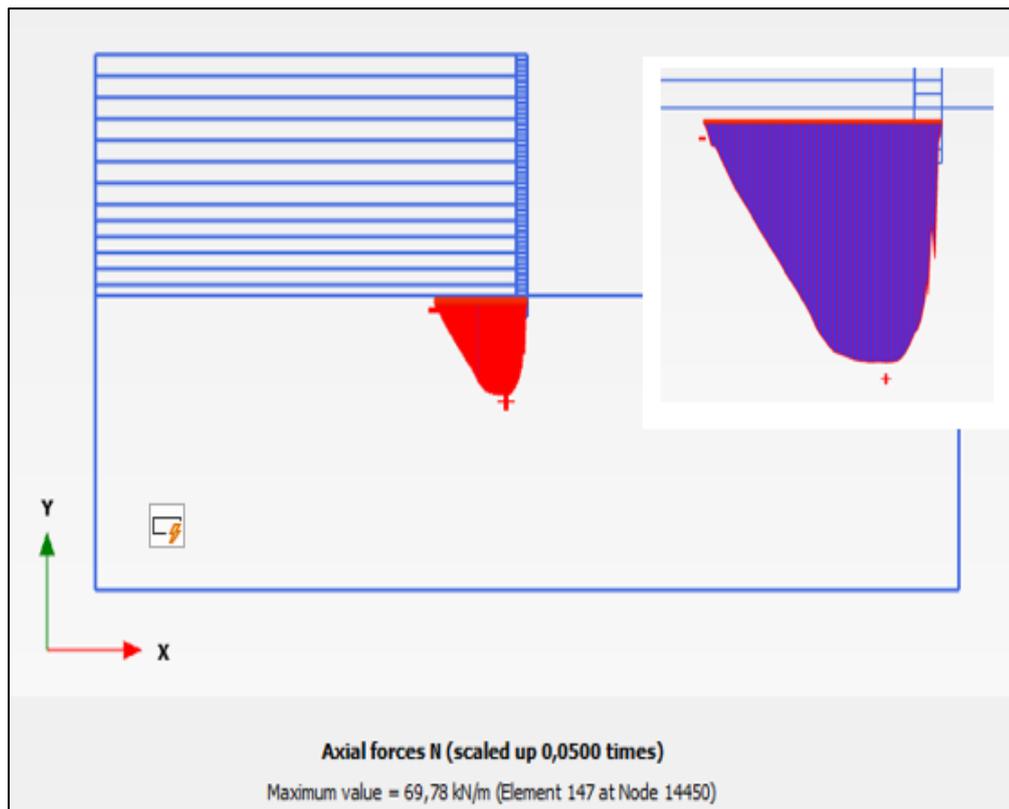
➤ À la fin de la simulation numérique, une série de conclusions importantes ont été tirées : Le mur a enregistré un déplacement total de 98 cm, dont 84 cm à l'horizontale. Les analyses ont également mis en évidence la distribution des forces de traction maximales dans les armatures du mur, avec une valeur Tmax de 69.78 N/m et un facteur de sécurité pour le mur endommagé, Fs, de 1,76 au point 110. Les résultats détaillés sont présentés dans les Figures 4.5-4.8.



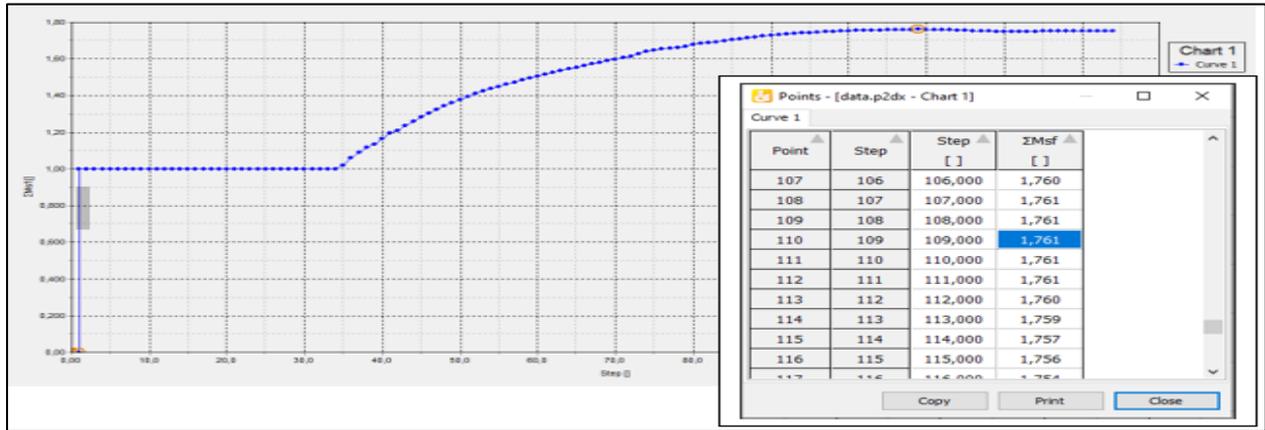
*Figure 4.5. Déplacement total (cas de projet)*



**Figure 4.6.** Déplacement horizontal (cas de projet)



**Figure 4.7.** Forces de traction maximales dans le dernier géogridde 150KN/m) (cas de projet)



**Figure 4.8.** Coefficient de sécurité  $F_s$  (Cas de projet)

## Les solutions proposées aux murs de soutènement en terre armée endommagé

➤ Après avoir effectué de multiples tests et tentatives d'application dans PLAXIS afin de remédier aux dommages du mur de soutènement en « GRS », trois alternatives ont été identifiées pour résoudre les problèmes rencontrés, chacune adaptée à un scénario spécifique. Les tableaux suivants présentent les statuts et les informations de renforcement (Tableaux 4.3- 4.5).

**Tableau 4.3.** Méthodes de réhabilitation du mur GRS endommagé

Les cas	Méthodes de réhabilitation
Cas 01	Reconstruction du mur GRS avec excavation du remblai et injection de géogrilles (Nombre de géogrille 13, la longueur de la grille de sol est de 9.7 m)
Cas 02	Clouage du sol sans excavation du remblai (Nombre de géogrille 13, la longueur de la grille de sol est de 9.7 m)
Cas 03	Clouage du sol et renforcement des interfaces du sol sans excavation du remblai (Nombre de géogrille 12, la longueur de la géogrille est comprise entre 3.5m -4.3m)

**Tableau 4.4.** Caractéristiques du parement de mur

Modèle	Rigidité axiale (EA)	Rigidité flexionnelle (EI)	Poids volumique (w)	Coefficient de Poisson (v)
Élastique linéaire	4500000 [kN/m]	2560000 [kN/m <sup>2</sup> /m]	25 [KN/m <sup>3</sup> ]	0.15

**Tableau 4.5.** Caractéristiques de l'ancrage (cloue)

Modèle	Rigidité axiale (EA)
Élastique linéaire	500.000 [kN/m]

**Reconstruction du mur GRS avec excavation du remblai et injection de coulis (Nombre de géogrille 13, la longueur de la grille de sol est 9.7 m)**

➤ Les étapes suivantes montrent comment reconstruire le mur GRS :

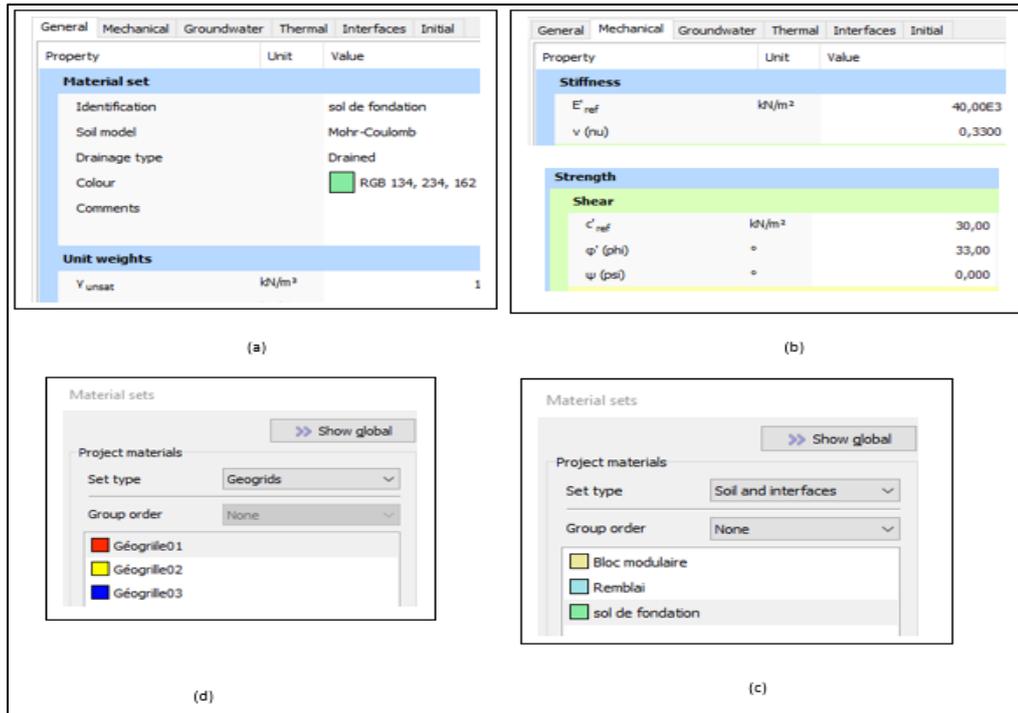


Figure 4.9. Première étape : saisir les informations au sol et à la géogrille

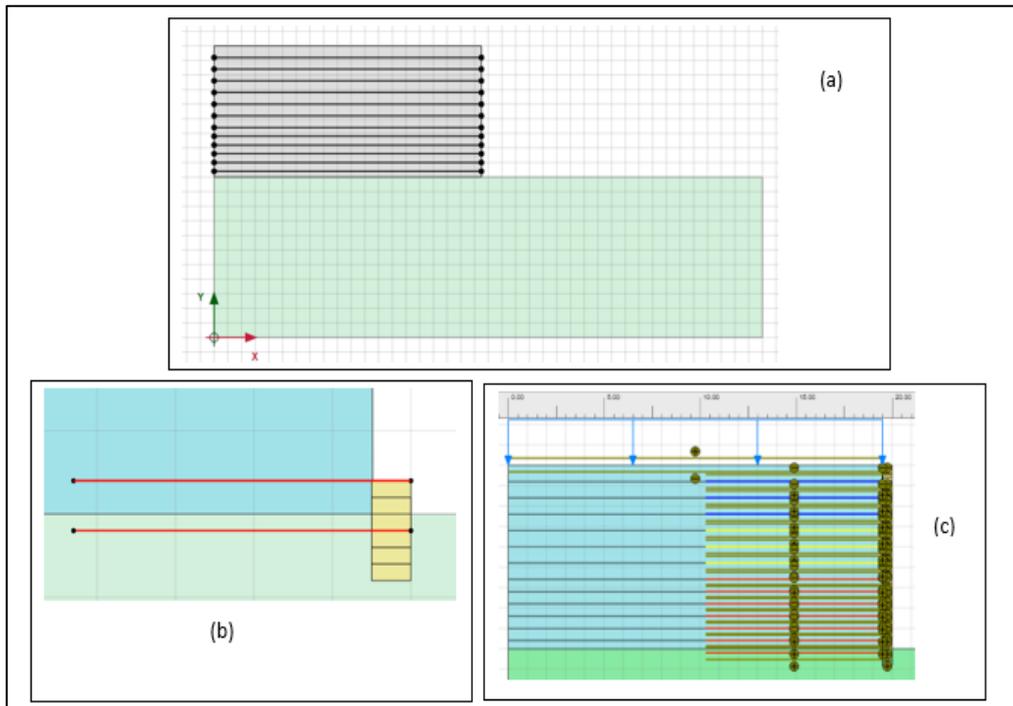
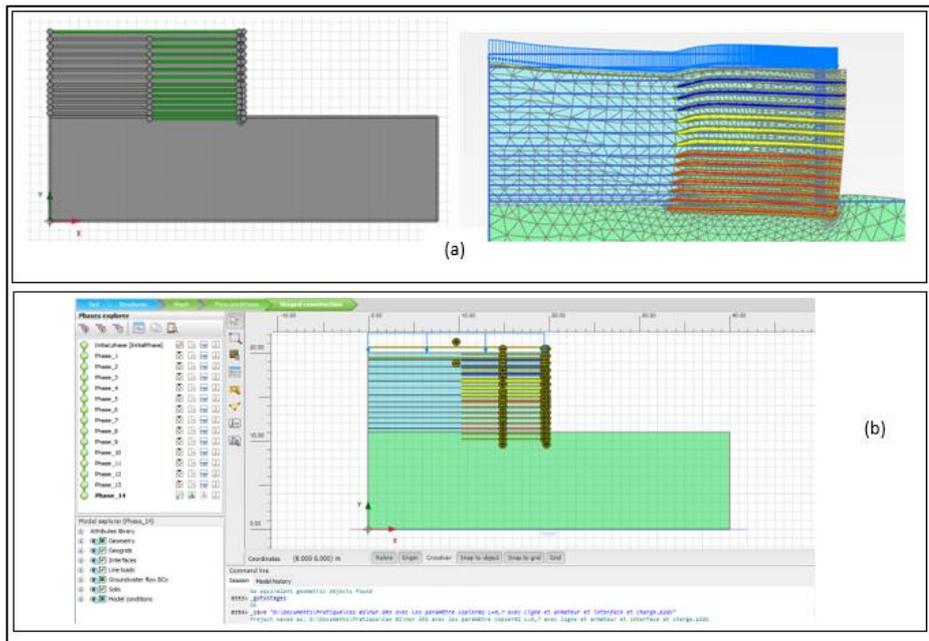
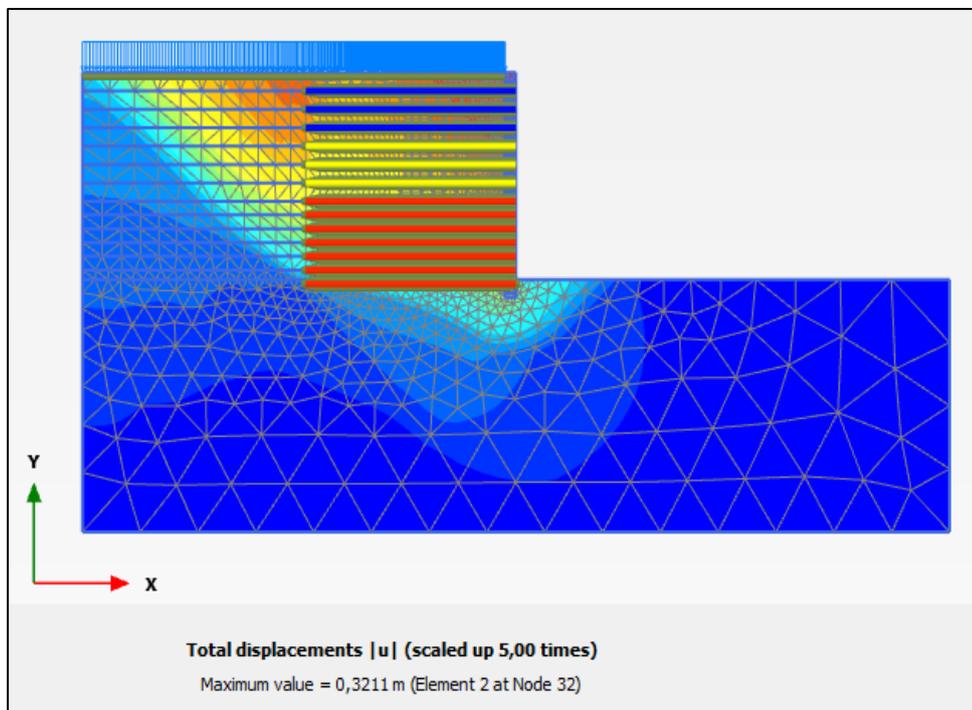


Figure 4.10. Deuxième étape : dessiner le modèle avec ses propriétés et ses interfaces



**Figure 4.11.** Etape troisième : maillage et calcul des phases

➤ Suite à l'implémentation, les résultats sont les suivants : le déplacement total s'élève à 32 cm (Figure 4.12), avec un déplacement horizontal de 26 cm (Figure 4.13). Concernant la répartition des forces de traction maximales dans les armatures des murs, elle a été établie à  $T_{max} = 88.51 \text{KN/m}$  (Figure 4.14), tandis que le coefficient de sécurité  $F_s$  atteint 2.33 au point 134 (Figure 4.15).



**Figure 4.12.** Déplacement total du modèle avec excavation et  $L=9.7\text{m}$  (cas 1)

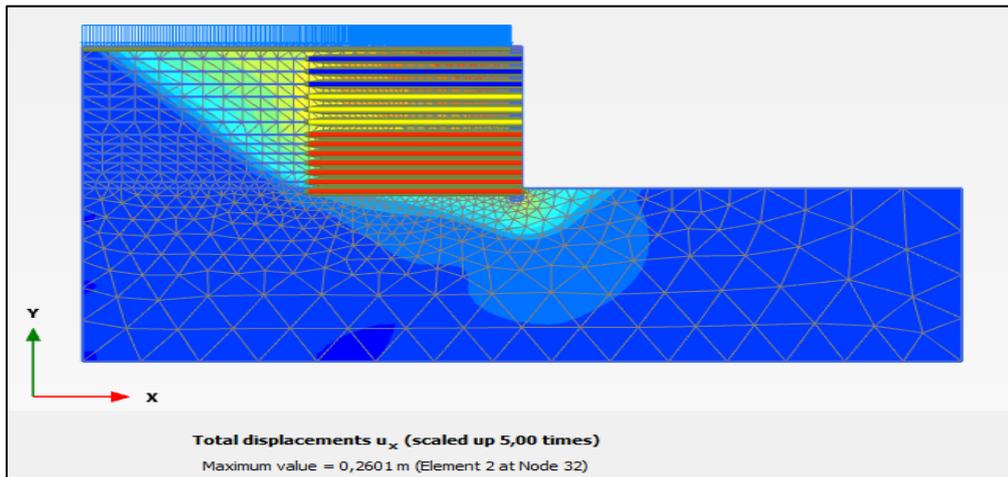


Figure 4.13. Déplacement horizontal avec excavation  $L=9.7$  (cas 1)

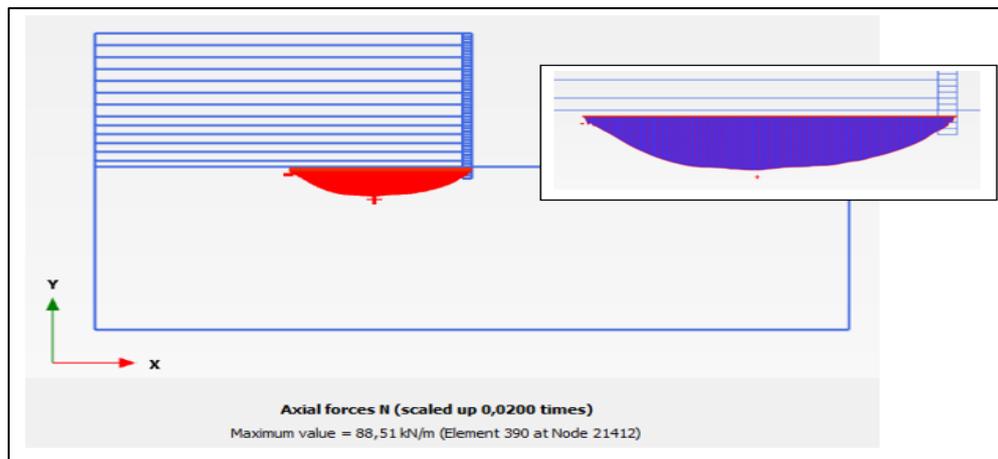


Figure 4.14. Les forces de traction maximale avec excavation  $L=9.7m$  (cas 1)

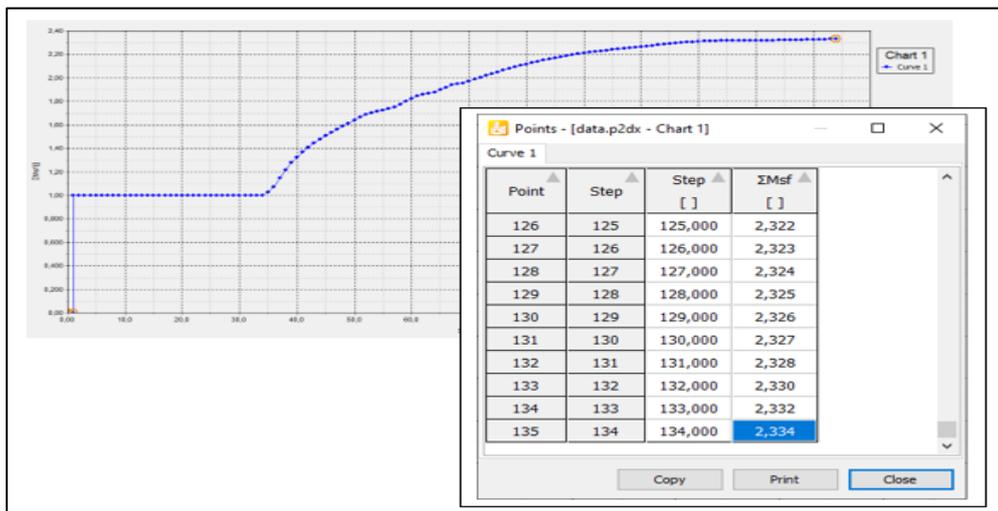
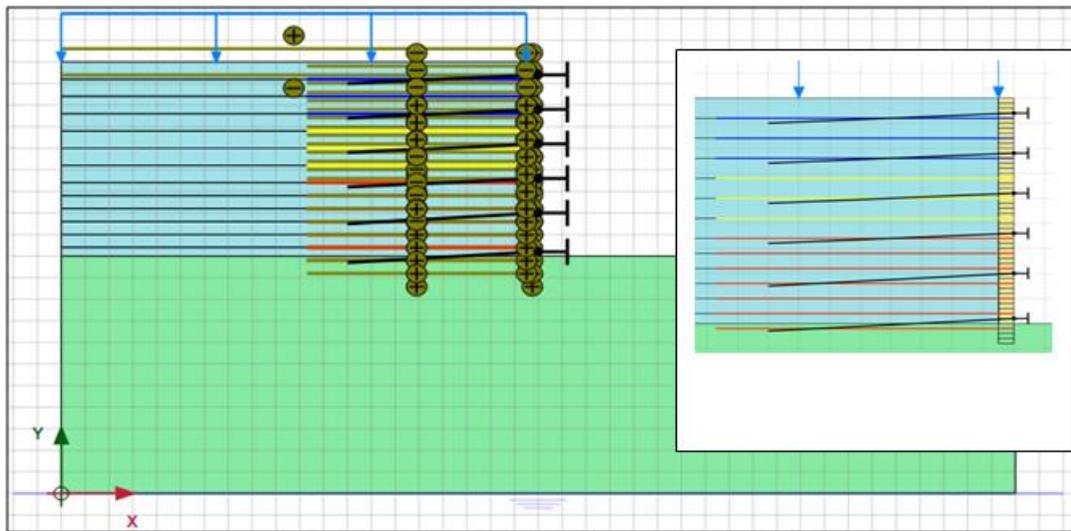


Figure 4.15. Coefficient de sécurité avec excavation  $L=9.7m$  (cas 1)

**Clouage du sol sans excavation du remblai (Nombre de géogrille 13, la longueur de la grille de sol est de 9.7 m)**

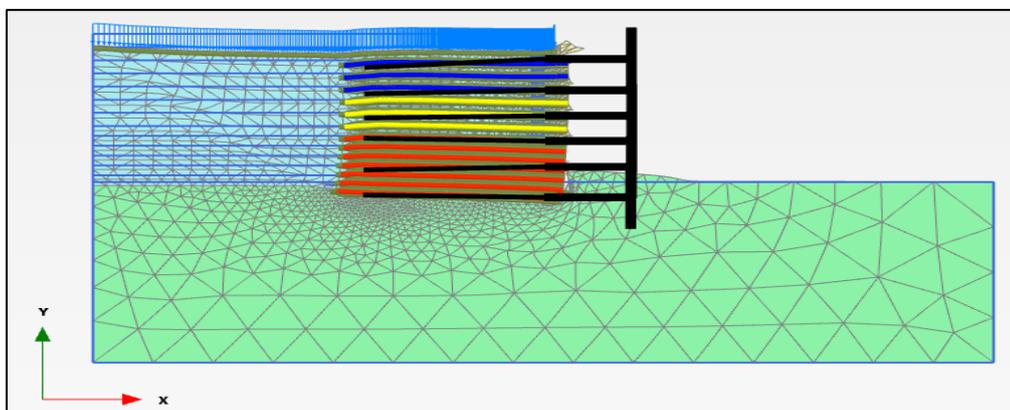
➤ Dans cette instance, suite à l'application et en suivant les mêmes procédures que dans le cas antérieur, on a intégré uniquement 06 clous dans le sol. Chaque clou mesure 8 m de

longueur, avec un espacement de 1.6 m entre chaque clou, et une rigidité axiale EA de 500 000 kN/m (Figure 4.16).



**Figure 4.16.** Géométrie du modèle sans excavation (clouage du sol du remblai)

➤ Les résultats obtenus sont les suivants : tout d'abord, le maillage est représenté dans la Figure 4.17. Ensuite, le déplacement total a été mesuré à 37 cm, comme indiqué dans la Figure 4.18, avec un déplacement horizontal de 36 (Figure 4.19). Quant à la répartition des forces de traction maximales dans les armatures des murs, elle a été évaluée à  $T_{max} = 83.54$  kN/m (Figure 4.20), tandis que le coefficient de sécurité  $F_s$  atteint 2.84 au point 311 (Figure 4.221).



**Figure 4.17.** Maillage du modèle (cas 2)

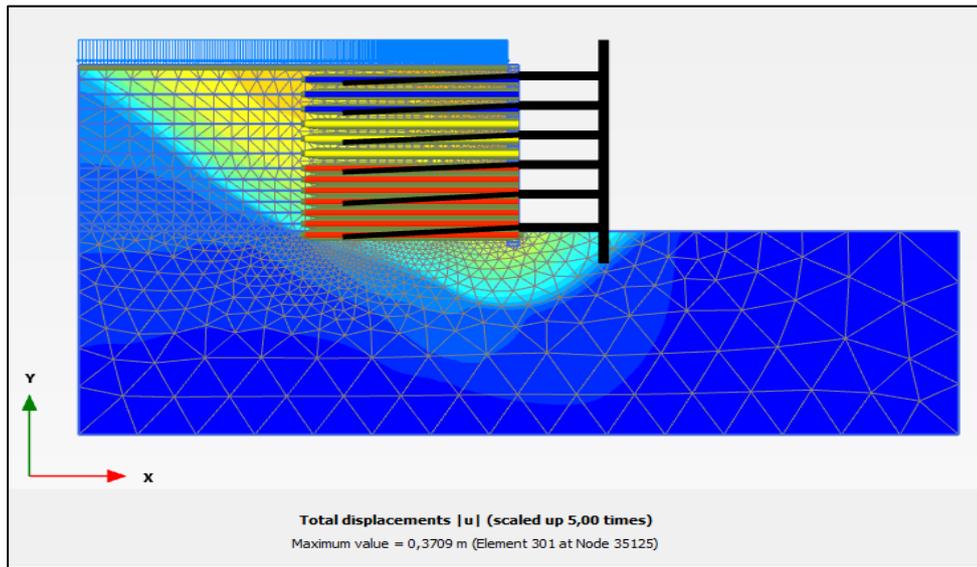


Figure 4.18. Déplacement total du modèle (cas 2)

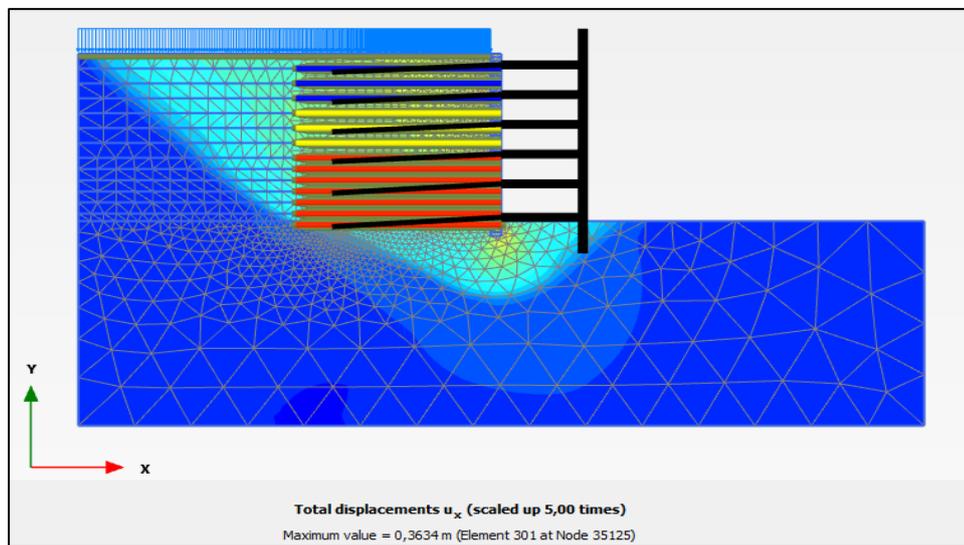


Figure 4.19. Déplacement horizontal du modèle (cas 2)

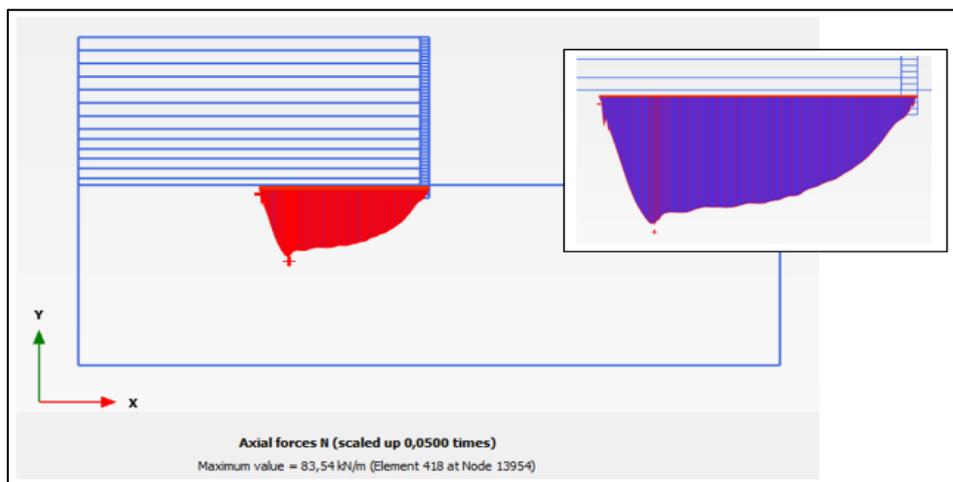
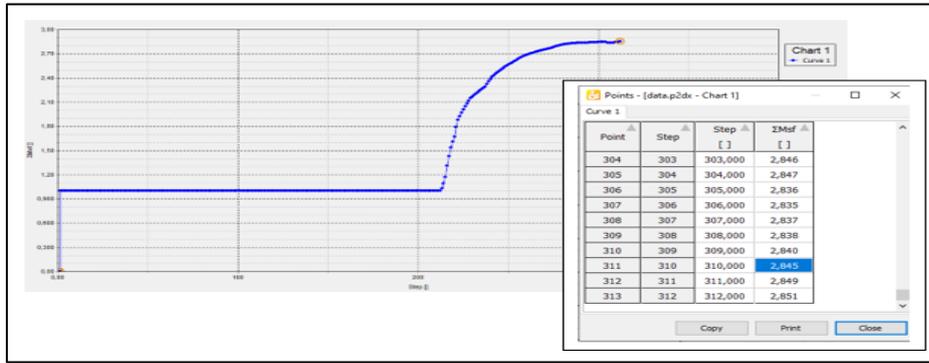


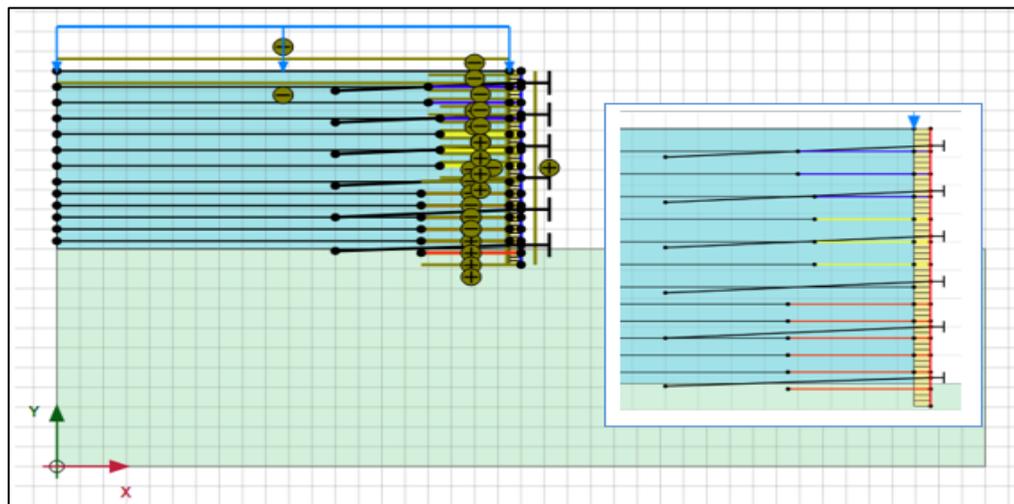
Figure 4.20. Les forces de traction maximale du modèle (cas 2)



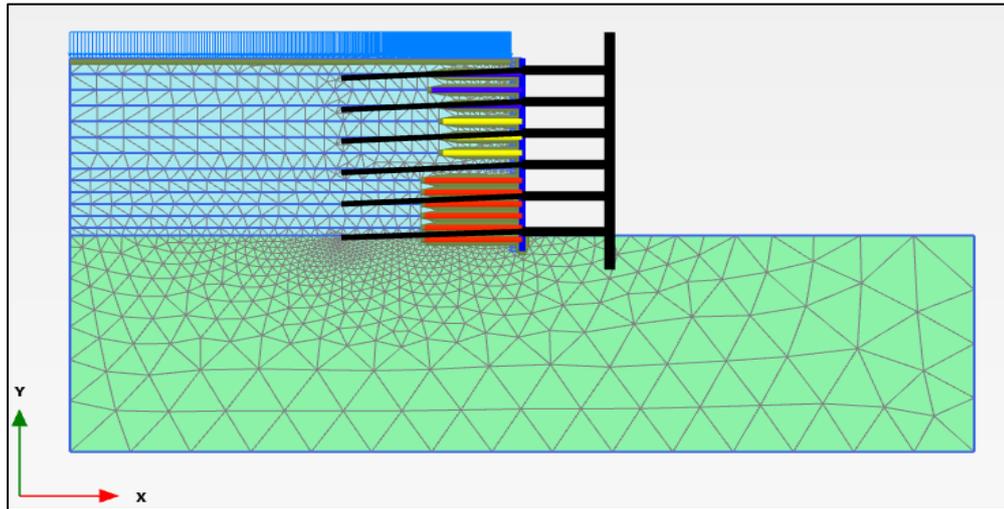
*Figure 4.21. Coefficient de sécurité du modèle (cas 2)*

**Clouage du sol et renforcement des interfaces du sol sans excavation du remblai (Nombre de géo grille 12, la longueur de la géo grille est comprise entre 3.5m -4.3m)**

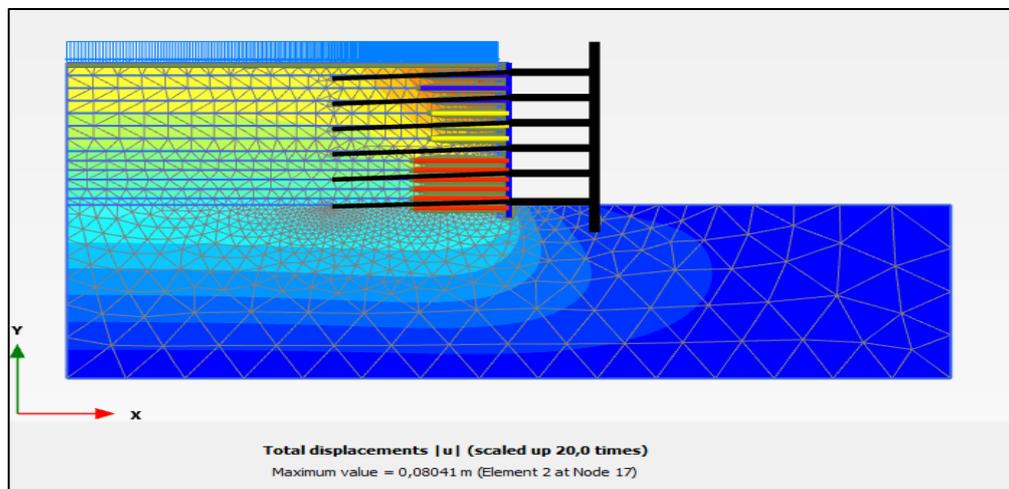
- Dans cette étude, on a opté pour la préservation des données relatives au mur de soutènement endommagé sans procéder à sa démolition, en introduisant par la suite un second mur en béton armé doté de clous de sol (Figure 4.22), ce qui a abouti à des résultats satisfaisants.
- Tout d'abord, le maillage est représenté (Figure 4.23). Ensuite, le déplacement total a été mesuré à 8 cm (Figure 4.24), avec un déplacement horizontal de 3 cm comme illustré dans la Figure 4.25).
- Quant à la répartition des forces de traction maximales dans les armatures des murs, elle a été évaluée à  $T_{max} = 9.33 \text{ kN/m}$  (Figure 4.26), tandis que le coefficient de sécurité  $F_s$  atteint 3.68 (Figure 4.27).



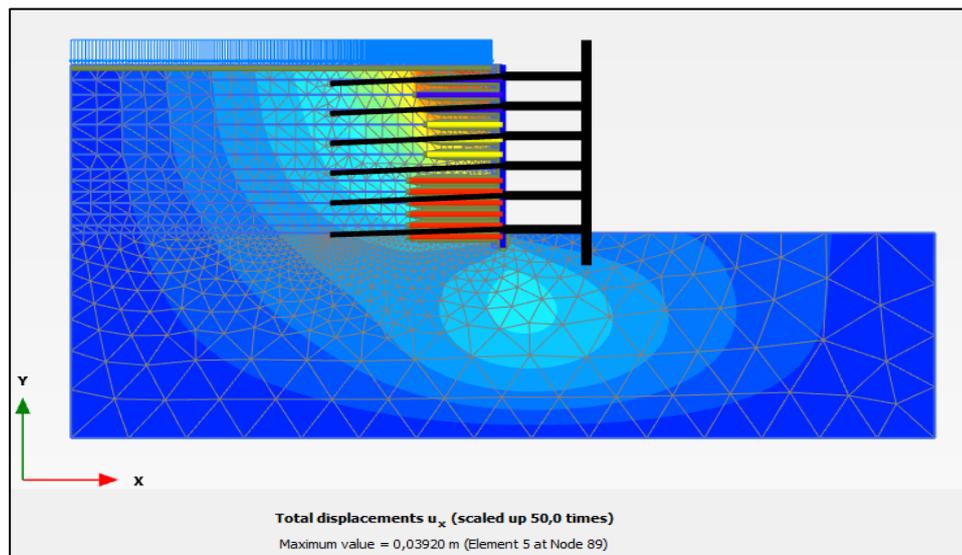
*Figure 4.22. Géométrie du modèle sans excavation (clouage du sol du remblai et mur en béton)*



*Figure 4.23. Maillage du modèle (cas 3)*



*Figure.2.24. Déplacement total du modèle (cas 3)*



*Figure 4.25. Déplacement horizontal du modèle (cas 3)*

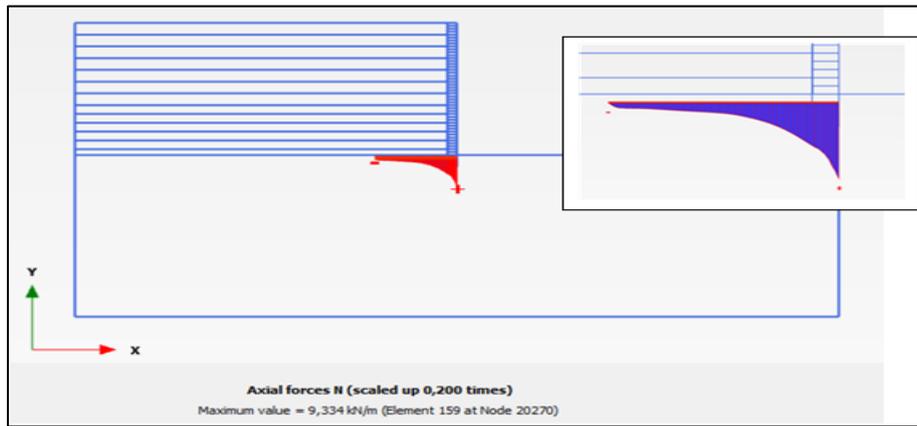


Figure 4.26. Les forces de traction maximale du modèle (cas 3)

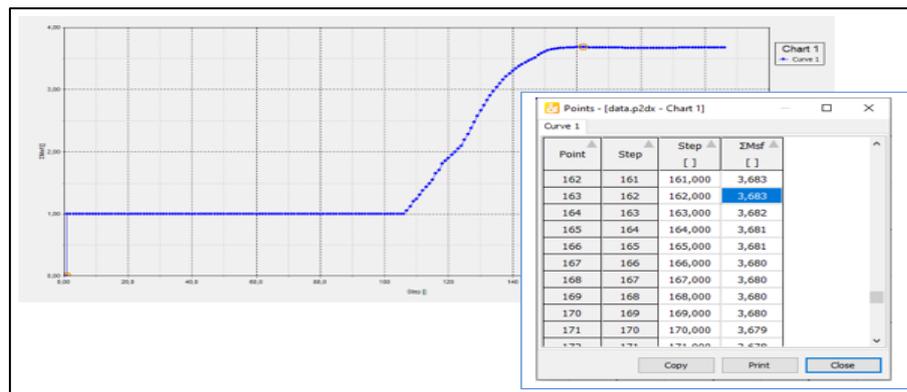


Figure 4.27. Le coefficient de sécurité du modèle (cas 3)

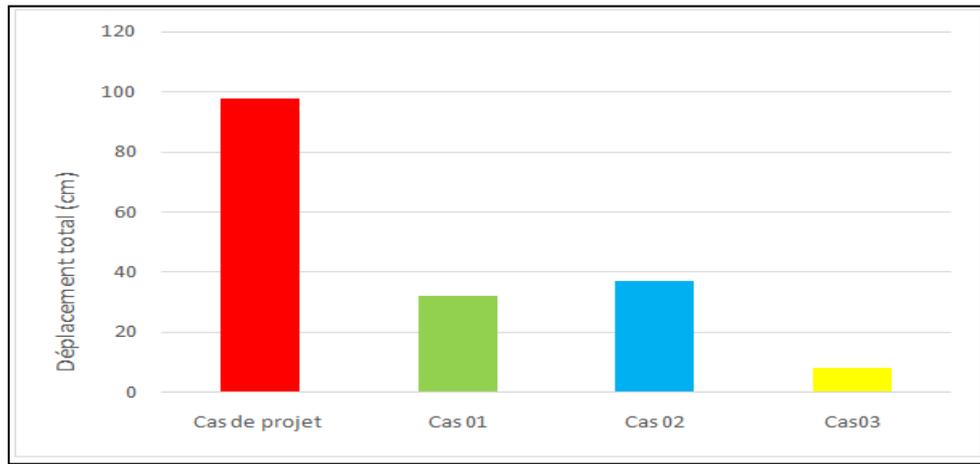
## Comparaison des résultats

### Comparaison du déplacement total

➤ Dans le domaine de l'ingénierie civile et de la construction, la question du déplacement total d'un mur de soutènement est d'une importance cruciale pour garantir la sécurité et la stabilité des structures. Dans cette étude, nous avons examiné quatre cas différents en mesurant le déplacement total de murs de soutènement. Notre objectif est d'analyser et de comparer les résultats de ces quatre cas afin d'identifier les avantages et les inconvénients de chaque méthode. Les résultats sont traduits en diagrammes à barres pour faciliter la comparaison (Tableau 4.6) (Figure 4.28)

Tableau 4.6. Déplacement total pour les cas étudiés

Cas	Cas de projet	Cas 01	Cas 02	Cas 03
Déplacement total (cm)	98	32	37	8



**Figure 4.28.** Déplacement total des cas étudiés

➤ En comparant ces résultats, nous pouvons observer une grande variation dans les déplacements globaux des murs de soutènement. Le cas spécifique du projet a enregistré le plus grand déplacement, 98 cm, ce qui peut indiquer des problèmes de stabilité ou d'autres facteurs affectant l'intégrité de la structure.

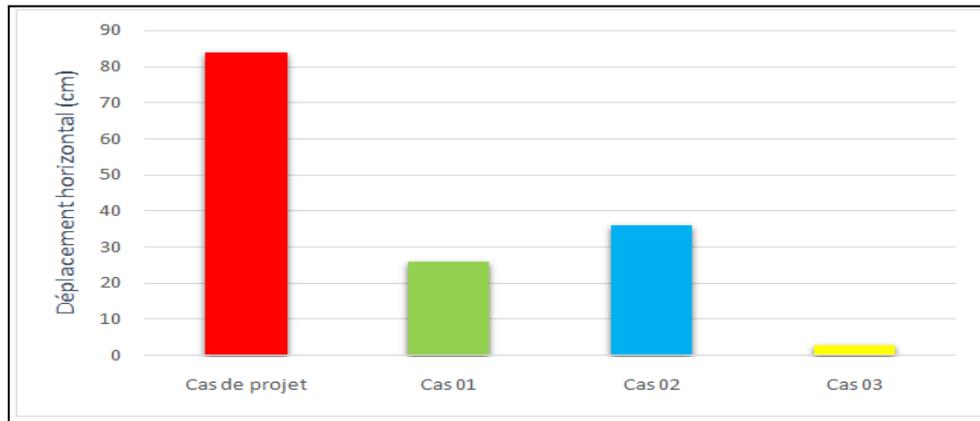
➤ En revanche, les autres cas ont enregistré des déplacements plus faibles, allant de 8 cm à 37 cm. Cela suggère que les méthodes ou techniques utilisées dans ces cas ont pu mieux résister aux contraintes ou mieux répartir les charges, ce qui a entraîné un déplacement moins important.

### Comparaison du déplacement horizontal

➤ Le déplacement horizontal d'un mur de soutènement est un aspect essentiel de l'analyse de sa stabilité et de sa sécurité. Il mesure la distance parcourue par le mur dans une direction perpendiculaire à sa surface sous l'effet de forces externes telles que la pression du sol ou les charges appliquées. Il est essentiel de comprendre et de contrôler ces déplacements horizontaux pour garantir l'intégrité structurelle du mur et prévenir le risque de glissement ou de rupture. Dans cet article, je présenterai différentes méthodes d'évaluation et de gestion des déplacements horizontaux dans les murs de soutènement et leur impact sur la sécurité et la stabilité de la structure. (Tableau4.7) (Figure29).

**Tableau 4.7.** Déplacement horizontal pour cas étudiés

Cas	Cas de projet	Cas 01	Cas 02	Cas 03
Déplacement horizontal (cm)	84	26	36	3



**Figure 4.29.** Déplacement horizontal pour les cas étudiés

➤ Cette fois, au lieu de simplement comparer les valeurs numériques des déplacements horizontaux, je les ai interprétées en termes de risques potentiels pour la stabilité du mur de soutènement.

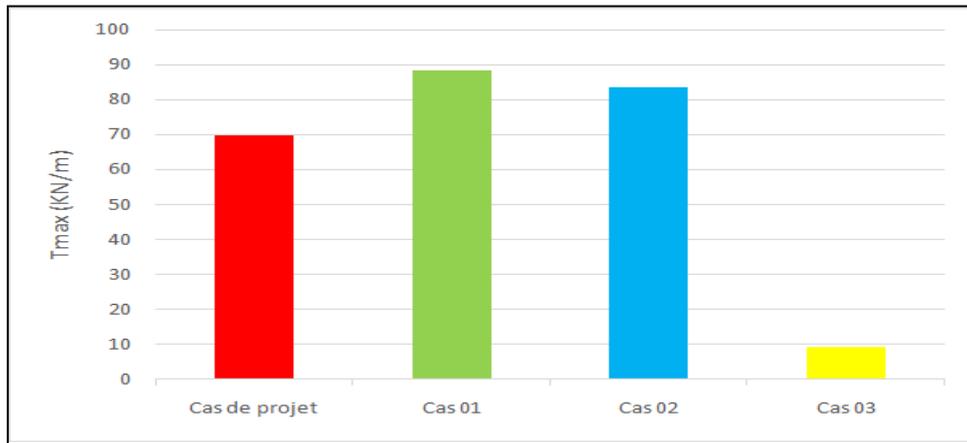
➤ Un déplacement horizontal de 84 cm dans le cas spécifique du projet indique un risque élevé de glissement ou de rupture du mur, ce qui peut nécessiter des mesures correctives urgentes pour garantir l'intégrité de la structure. En revanche, des déplacements horizontaux plus faibles dans les autres cas (26 cm, 36 cm et 3 cm) indiquent un risque plus faible de défaillance de la structure. Ceci est le résultat de meilleures pratiques de conception ou de méthodes de construction plus efficaces, qui ont minimisé les mouvements horizontaux du mur de soutènement.

### Comparaison des forces des tractions maximale

➤ Les forces agissant sur les géogrilles de renforcement dépendent largement des conditions auxquelles ils sont exposés et surtout les charges appliquées aux murs. Dans ce contexte,  $T_{max}$  est la force maximale dans un renforcement, elle atteint le maximum pour le dernier lit dont les valeurs sont répertoriées dans le Tableau 4.8 et la Figure 4.30).

**Tableau 4.8.** Les forces des tractions maximales  $T_{max}$  pour les cas étudiés

Cas	Cas de projet	Cas 01	Cas 02	Cas 03
Les forces des tractions maximales, $T_{max}$ (KN/m)	69.78	88.51	83.54	9.33

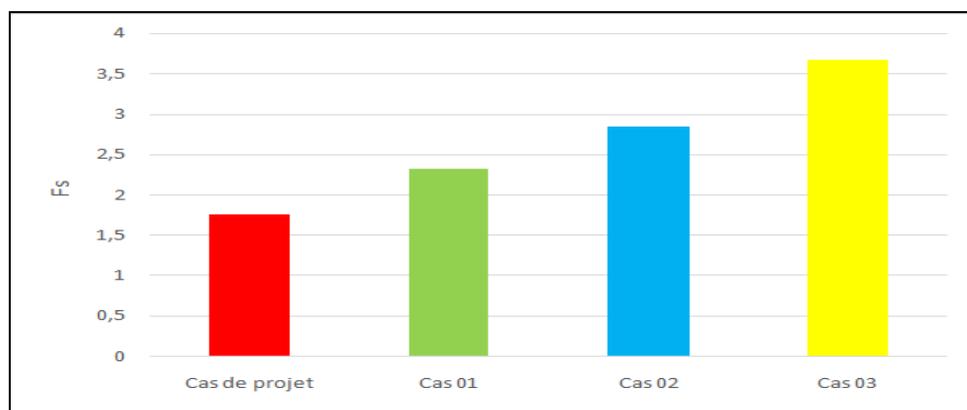


**Figure 4.30.** Les forces de traction maximale ( $T_{max}$ ) pour les cas étudiés

- Les résultats peuvent être interprétés comme suit :
- Dans le premier cas, la traction maximale était de 88.51kN/m, ce qui signifie que le mur n'était pas capable de résister intérieurement aux forces appliquées. Dans le deuxième cas, la résistance maximale est amoindrie à 83.54kN/m, dans le dernier cas, la traction maximale chute de façon spectaculaire à 9.33 kN/m, ce qui indique que la stabilité interne du mur est fortement augmentée.

### Comparaison du coefficient de sécurité

- Le coefficient de sécurité d'un mur de soutènement est essentiel pour la vérification de la stabilité externe. Un facteur de sécurité élevé garantit une plus grande fiabilité et minimise le risque de défaillance. Il s'agit d'un élément essentiel pour assurer la sécurité et la durabilité des murs de soutènement.
- Les résultats présentés dans Tableau 4.9 et la Figure 4.31 indiquent ces valeurs pour tous les étudiés.



**Figure 4.31.** Coefficient de sécurité  $F_s$  des cas

**Tableau 4.9.** Coefficient de sécurité des cas

Cas	Cas de projet	Cas 01	Cas 02	Cas 03
Coefficient de sécurité (Fs)	1.76	2.33	2.84	3.68



➤ Il est clair que le facteur de sécurité augmente de manière significative avec chaque nouveau cas. Par exemple, la valeur varie de 2.33 dans la première solution à 3.68 dans le dernier cas, ce qui indique une amélioration de la conception des murs ou des conditions d'utilisation.

➤ On peut en conclure que les améliorations apportées dans les deux derniers cas ont été plus efficaces pour renforcer la sécurité que les améliorations apportées dans les cas précédents.

### Choisir la meilleure solution

➤ Dans cette étude, les résultats et les comparaisons décrits ci-dessus ont été utilisés pour sélectionner la solution la plus appropriée pour le mur endommagé, c'est-à-dire le clouage du sol et le renforcement de l'interface du sol sans excavation du remblai (nombre de géogrilles 13, longueur de la géogrille entre 3,5 m \_ 4,3 m) parce que le facteur de sécurité était 3.68 et plus élevé que les autres cas. Ce cas illustre le bon comportement en matière de déformation externe du mur de soutènement et le comportement le plus stable dans la stabilité globale de l'ouvrage.

### Conclusion

➤ Dans ce chapitre, une série d'analyses numériques a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS V22 2D afin d'analyser les méthodes de renforcement appropriées pour un mur GRS endommagé. Le plan de restauration comprenait l'utilisation de techniques telles que la construction d'un renforcement par clouage du sol, la construction de façades en béton armé sur le mur endommagé, ainsi que l'enlèvement complet du mur endommagé et sa reconstruction.

➤ Les résultats ont montré que le cas 03 était le plus stable des cas étudiés, avec un facteur de sécurité de 3.68. Cette stabilité a été obtenue en appliquant des méthodes visant à réduire la force de traction maximale dans les renforcements et le déplacement.

## Conclusion générale

A la fin de cette note, nous voyons que la technologie des sols renforcés est une partie vitale du domaine du génie civil et joue un rôle important dans l'amélioration de la capacité du sol à résister à la contrainte et à contrôler la déformation. En comprenant les concepts généraux des sols renforcés, en appliquant des critères d'ingénierie dans la conception et la résistance des structures, en abordant les problèmes et les maladies des structures en sol renforcé, et en analysant la stabilité de ces structures à l'aide d'outils numériques, nous pouvons nous faire une idée de l'importance et de la complexité de ce domaine.

L'utilisation de murs en terre renforcés par des géosynthétiques a récemment augmenté en raison de leurs nombreuses applications dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Cependant, des défaillances se produisent dans certains cas de murs de sol renforcés par des géosynthétiques. Ces défaillances sont principalement dues aux caractéristiques imprévisibles des fortes précipitations. Par conséquent, le besoin d'idées nouvelles et innovantes pour les méthodes de réhabilitation gagne de plus en plus d'attention. Cet article présente une étude de cas sur la conception et la réhabilitation d'un mur de trou d'homme en GRS à l'aide d'analyses numériques. La méthode comprend la restauration du sol et le clouage sans excavation du pont et la reconstruction à l'aide d'un mur GRS après excavation du pont effondré. Les analyses montrent que les déplacements horizontaux et les contraintes de cisaillement sur la façade en béton armé sont maximaux dans le cas de la restauration par clouage du sol avec l'ajout d'un mur GRS. Ainsi, le mur GRS effondré a été réparé à l'aide de clous de sol sans excavation de remblai et le coefficient de sécurité dans ce cas était de  $F_s=3.68$  comparé au coefficient de sécurité du projet de  $F_s=1.76$ .

Cette étude nous montre qu'il ne suffit pas de concevoir et de construire des structures correctement, mais qu'il est également nécessaire de comprendre les facteurs qui affectent leur stabilité et leur performance à long terme. Elle montre également l'importance d'une évaluation complète des risques pour l'environnement.

Dans ce premier chapitre sur les structures en terre armée en général, nous avons étudié le monde de la terre armée, de la compréhension de ses concepts généraux à ses utilisations. Nous apprendrons ce que sont les gabions renforcés, les différents types de gabions et les objectifs et avantages qu'ils offrent au processus de construction.

Dans la deuxième partie, nous avons étudié la méthode de dimensionnement des structures en gabion armé. Dans ce chapitre, nous allons essayer de comprendre comment déterminer les dimensions et la résistance des ouvrages en terre armée. (NF P94-270 et FHWA 2009)

La troisième partie est consacrée à la compréhension des problèmes et des maladies des structures en sol renforcé. Nous avons examiné certaines des causes et des facteurs qui peuvent conduire à la détérioration de ces structures, comme les précipitations et une mauvaise conception.

Dans le dernier chapitre, nous avons présenté un ensemble de moyens efficaces pour traiter ces problèmes. Nous avons mené une étude pratique en utilisant des outils de modélisation

numérique, tels que le logiciel Plaxis 2D V22, pour analyser la stabilité des structures en sol renforcé et fournir une évaluation complète des risques et de la durabilité.

La troisième partie est consacrée à la compréhension des problèmes et des maladies des structures en sol renforcé. Nous avons examiné certaines des causes et des facteurs qui peuvent conduire à la détérioration de ces structures, comme les précipitations et une mauvaise conception.

Dans le dernier chapitre, nous avons présenté un ensemble de moyens efficaces pour traiter ces problèmes. Nous avons mené une étude pratique en utilisant des outils de modélisation numérique, tels que le logiciel Plaxis 2D V22, pour analyser la stabilité des structures en sol renforcé et fournir une évaluation complète des risques et de la durabilité.

Cette étude nous montre qu'il ne suffit pas de concevoir et de construire correctement les structures, mais qu'il est également nécessaire de comprendre les facteurs qui affectent leur stabilité et leur performance à long terme. Elle montre également l'importance d'une évaluation approfondie des risques environnementaux.

## Références bibliographiques

**Abdelouhab A., Dias D., Freitag N. (2011).** Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips. *Géotextiles and Géomembranes*, 29 :116-129. <https://doi:10.1016/j.geotexmem.2010.10.011>

**Abdelouhab A. (2010).** Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 195 p.

**AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2007).** Load and resistance factor design, design Specifications, 4th Ed.

**Bilgin O. (2009).** Failure mechanisms governing reinforcement length of geogrid reinforced soil retaining walls. *Engineering Structures*, 31:1967-1975. [http://doi: 10.1016/j.engstruct.2009.02.049](http://doi:10.1016/j.engstruct.2009.02.049)

**Berg R.R., Christopher B., Samtani N.C. (2009).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced Soil slopes design and construction guidelines V1. FHWA Publication no. FHWA-NHI-10-024, Federal Highway Administration.

**Coulomb C.A. (1776).** Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences présentés par des savants, vol. 7, pp 343-382.

**Djabri M. (2013).** Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont. Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 131 p.

**Djabri M. (2017).** Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider de Biskra, 200 p.

**Farik A. (2013).** Analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé. Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 147 p.

**FHWA (Federal Highway Administration). (2009).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced Soil slopes design and construction guidelines V1. FHWA Publication no. FHWA-NHI-10-024, Federal Highway Administration.

**Fugro Scott Wilson Joint Venture (2020).** Rapport sur la détresse du 22 mai 2013 sur un mur de remblai renforcé sur un chantier de construction au-dessus de Shun On Road, Sau Mau Ping, 86 p.

**Guler E., Cicek E., Demirkan M.M., Hamderi M. (2012).** Numerical analysis of reinforced soil walls with granular and cohesive backfills under cyclic loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10:793– 811. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9322-y>

**Horpibulsik, S., Suksiripattanapong, C., Niramitkornburee, A., Chinkulkijniwat, A., Tangsutthinon, T. (2011).** Performance of an earth wall stabilized with bearing reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*, 29:514-524. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.05.002>

**LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) (2003).** Guide technique - Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques.

**M young-Soo W, Christine P.L., Jung-Ho C, Yang-Seong H (2020).** A Case Study on the Reinforcement of Existing Damaged Geogrid Reinforced Soil Wall Using Numerical Analyses J. Korean Geosynthetics Society Vol.19 No.1 March 2020 pp. 75 ~ 82.

**NF P 94-270 (Norme française) (2009).** Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement, Ed. AFNOR.

**Schlosser F., Guilloux A. (1981).** Le frottement dans le renforcement des sols. Revue française de géotechnique, 16 :65–77

**Won M, Kim Y, Kim H, Choi J (2013).** A Case Study on the Restoration of Collapsed Geosynthetics Reinforced Soil Wall Using Limit Equilibrium and Numerical Analyses JOURNAL OF THE KOREAN GEOTECHNICAL SOCIETY Vol.29, No.11, November 2013 pp. 107 ~ 118.