

**République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université 20 Août 1955 – Skikda .**



Faculté de technologie département de génie civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de master 2 en

Génie Civil

Option :

Géotechnique

Thème :

**Modélisation numérique d'une terre armée
Etude d'un cas réel d'Oran**

Réalisé Par : Alioua Afaf ; Rihaia Asma

Soutenu le : 30/ 06 / 2024 devant le jury composé de:

Présidente	Dr. Houssou Nourra	Université de Skikda
Encadreur	Dr. Houssou Nourra	Université de Skikda
Examinatrice	Dr : Lamri Ihcene	Université de Skikda

**Année :
2023/2024**

Remerciements

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Dr : **Houso noura** , on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir Accepté d'examiner mon travail.

Je remercie tous responsables de l'université et les enseignants de Département génie civil



Dédicace



Au paradis du monde qui a souffert, a été patient, s'est sacrifié, à ma chère

« Mère »...Au maître des hommes « père ».

À tous ceux qui ont partagé mon travail avec un mot gentil ou une invitation sincère.

À mes amis et proches; à ceux qui ont partagé mes larmes et ma joie....

À l'honorable professeur superviseur, qui n'a été ni avare ni déçu,

À mon collègue dans ce travail et à tous ceux que

Mon cœur a mentionnés mais que ma plume n'a pas mentionnés,

A vous tous, je dédie le fruit de ce travail.

AFAF ALIOUA



Dédicace



Au débordement d'amour et au don abondant sans attente ni retour ;

À celle qui m'a soutenu dans le travail et la naissance de cette œuvre ;

À celle qui m'a comblé de sa tendresse et de son amour ;

À ma mère qui ; quoi que jedise a son sujet ;

Je ne lui rendrai jamais justice ;

À qui je souhaite santé et bien-être continus ;

À celle qui a été une bougie qui éclaire mon chemin et

À celle qui il m'a appris l'assiduité ; la persévérance ; l'amour de apprendre et suivre les traces de l'élue bien-aimé. Que les meilleures prières et la paix soient sur lui.

A mon grand-père bien-aimé ; que dieu prolonge saviez ; la joie des yeux et la joie du foyer et a tous les amis.

Asma Rihia

Liste des symboles

Lettres latines

C La cohésion des sols.

D60 Diamètre des grains pour lesquels le poids des particules de diamètre inférieurs Représentent 60% du poids total.

D10 Diamètre des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieurs Représentent 10% du poids total.

Cu Coefficient d'uniformité de Hazan = D_{60}/D_{10} .

e Excentricité de la résultante des charges.

E Module d'Young.

Pa La force de poussée de terre.

Fs Coefficient de sécurité.

H Hauteur de mur de soutènement.

Ka Le coefficient de poussée des terres.

L Longueur du renforcement.

Le La longueur de renforcement à l'intérieur de la zone passive.

Lr La longueur de renforcement à l'intérieur de la zone active.

MC Modèle de comportement de sol de type linéaire élastique parfaitement plastique avec Le critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

q La surcharge.

RFcr Le coefficient de réduction lié au fluage.

RFd Le facteur de réduction de la durabilité.

RFid Le coefficient de réduction des agressions

Sv L'espacement vertical entre les lits de renforcement.

Tal la résistance à la traction du géosynthétique à long terme.

Tmax L'effort de traction maximum.

Tp Efforts au point d'attache au parement e l'excentricité du chargement

Tult la force ultime de tension d'un géosynthétique.

Ux Déplacement horizontal maximal calculé dans le massif renforcé.

Uy Déplacement vertical maximal calculé dans le massif renforcé.

W la largeur du matériau de renforcement.

Fa La force de poussées.

Pr La résistance à l'arrachement du renforcement.

Lettres grecques

α_i Coefficient pour l'évaluation de la traction au parement

β Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale d'un talus

γ Poids volumique du terrain

δ Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée.

ν Coefficient de Poisson.

σ_v Contrainte verticale appliquée sur le renforcement.

σ_h Contraint horizontale.

ϕ Angle de frottement interne.

ψ Angle de dilatance.

Abbreviations

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

FHWA : Federal Highway Administration.

GTR : guide de terrassement routier.

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

LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussées.

Liste des tableaux

Chapitre 02

Tableau 1: Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés.

Tableau 2: Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017).

Tableau 3: Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m . (ISBTP- conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006).

Chapitre 04

Tableau 1 : Variation des contraintes en fonction de z .

Tableau 2 : Caractéristiques géotechniques du sol.

Tableau 3 : Caractéristiques du parement du mur.

Tableau 4 : Caractéristiques des armatures métalliques.

Tableau 5 : Résultats du calcul numérique de T_{max} .

Tableau 6 : Résultats du calcul numérique.

Tableau 7 : influence de la variation de type de renforcement.

Tableau 8 : Résultats du calcul de L'effet de la Longueur des armatures.

Tableau 9 : Résultats du calcul de l'effet de l'angle de frottement.

Tableau 10 : Résultats du calcul de L'effet de la surcharge.

Liste des figures

Chapitre 01

Figure 1: Quand on marche sur du sable, les grains s'affaissent et glissent dans tous les sens.

Figure 2 : Si on fait un petit tas de sable et qu'on y insère des ranges d'aiguilles de pins, l'ensemble reste stable quand on marche dessus.

Figure 3 : La stabilité de l'ouvrage est assurée par le frottement entre les armatures et le sol.

Figure 4 : Mur en Terre Armée.

Figure 5 : éléments d'un mur en Terre Armée.

Figure 6 : Armatures métalliques.

Figure 7 : Les renforcements géo synthétiques.

Figure 8 : Panneaux ou écailles de la façade du mur.

Figure 9 : Exemples de panneaux en écailles cruciformes.

Figure 10: Écaille cruciforme de la façade du mur.

Figure 11: Utilisation de la Terre Armée.

Chapitre 02

Figure 1 : Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides.

Figure 2 : l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation et filtration.

Figure 3 : Géosynthétiques en drainage et filtration.

Figure 4 : Applications de géosynthétiques comme drains et filtres.

Figure 5 : Les différentes fonctions des géotextiles

Figure 6 : renforcement d'une pente par nappes géotextiles

Figure 7 : Exemple de complexe géotextile.

Figure 8 : Renforcement de sol.

Figure 9 : remblai renforcé par géogrilles.

Figure 10: Murs en terre renforcée par géogrilles.

Figure 11: Exemple de géogrille uni axial.

Figure 12: Géogrilles extrudé.

Figure 13: Géogrille tissé.

Figure 14: Géocomposites.

Figure 15: Technique Pneu sol [7].

Figure 16: Renforcement par ancrages.

Figure 17: Bande en polymère.

Figure 18: Les étapes d'installation du mur en terre armée.

Figure 19: Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017). [9]

Figure 20: Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA Recommandations et règles de l'art SETRA .1979).

Figure 21: Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Reiffsteck, 2007).

Figure 22: Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Vidal, 1966).

Figure 23: Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003).

Figure 24 : Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003].

Figure 25: Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol.

Figure 26: Possibilités de rupture dues à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé.

Figure 27: Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé.

Figure 28: Position de la ligne des tractions maximales des murs en terre armée

Figure 29: Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé.

Figure 30: Variation de α_i en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton [Abdelouhab, 2010].

Figure 31: Variation de K en fonction de l'extensibilité du renforcement.

Chapitre 03

Figure 1: Définition de E0 et de E50. [11]

Figure 2: Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche l'enveloppe de Coulomb. [11]

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

Chapitre 04

Figure 01 : Prestation De La Wilaya D'Oran.

Figure 02: Géométrie du modèle.

Figure 03: Géométrie d'un mur en terre armée (cas de référence).

Figure 04 : Blocs modulaires et connexion géogrille.

Figure 05: Modélisation des armatures en conditions 2D.

Figure 06: Menu « General settings ».

Figure 07: fenêtre pour les dimensions géométriques.

Figure 08: Maillage du modèle.

Figure 09 : Pression interstitielle -phase initiale.

Figure 10 : Contrainte effective - phase initiale.

Figure 11 : Les phases de calcul.

Figure 12 : Déformation du maillage (mode de rupture).

Figure 13 : Déplacement total à la fin de la phase de construction.

Figure 14 : Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction.

Figure 15 : déplacement vertical à la fin de la phase de construction.

Figure 16 : présente le champ de contrainte totale.

Figure 17: Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

Figure 18 : Courbe de Coefficient de sécurité.

Figure 19: Efforts des tractions maximales dans chaque lit de renforcement.

Figure 20: Diagramme de la traction max dans le dans le premier lit.

Figure 21: diagramme de la poussée de terre.

Figure 22 : l'influence de type de renforcement sur le déplacement horizontal.

Figure 23: l'influence de type de renforcement sur le facteur de sécurité.

Figure 24: variation du déplacement horizontal en fonction de la longueur.

Figure 25 : Variation du F_s en fonction de L .

Figure 26 : Influence de l'angle de frottement du sol sur le comportement du mur.

Figure 27: Influence de la largeur de la surcharge sur le comportement du mur.

Figure 28 : Effet de différentes largeurs d'incrément sur la résistance à la traction maximale.

Résumé

Ce travail présente le comportement numérique d'un sol stabilisé mécaniquement par un mur en béton, réalisée sur une hauteur de 10,5 m, et une zone de sol renforcé de largeur de 7,5 m. La modélisation numérique est effectuée à l'aide du logiciel Plaxis 2D. L'objectif de ce travail est d'étudier le mécanisme de rupture de la terre armée renforcée par géogridde en calculons le coefficient de sécurité, les forces de traction maximal aux niveaux des géogridde et le déplacement horizontal du mur. Une étude paramétrique est menée pour étudier l'influence de certains paramètres géométriques tel que la longueur de géogridde, les paramètres mécaniques (chargement du sol renforcé, types de renforcement) et les paramètres géotechnique (c, ϕ). Les résultats numériques montrent que le plan de rupture s'est produit dans trois zone, le premier zone au niveaux inférieur au pied du mur, le deuxième plan de rupture au niveaux du sol renforcé sur angle de rupture 30° et le troisième plan est située entre le sol renforcé et le sol de remblai. Les résultats obtenus sont en bonne concordance avec les résultats publier dans la littérature. Les résultats montrent aussi que les force de traction maximal aux niveaux des geogridde située au septième lit, il semble également que le type de renforcement a une influence significative sur les déplacements latéraux et les efforts de tractions maximales.

Mots cli : Modélisation numériques, Plaxis2D, comportement des murs, renforcement par géogridde, stabilité des sols.

Abstract

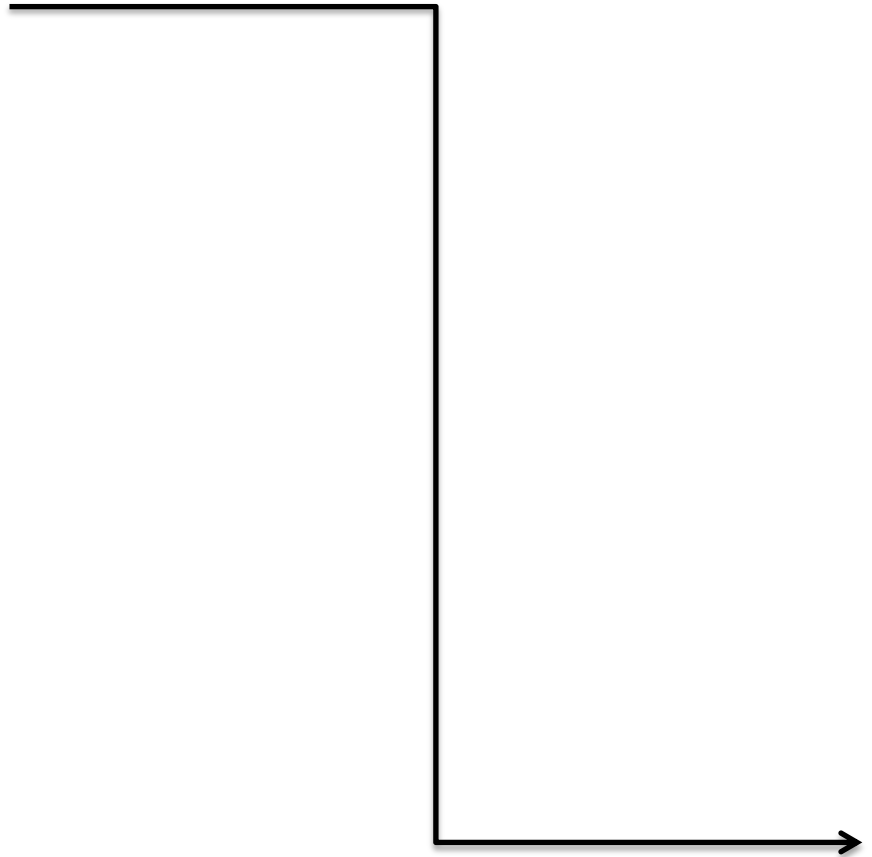
This work presents the numerical behavior of a soil mechanically stabilized by a concrete wall, carried out over a height of 10.5 m, and an area of reinforced soil with a width of 7.5 m. Digital modeling is carried out using Plaxis 2D software. The objective of this work is to study the failure mechanism of the reinforced earth reinforced by geogrid by calculating the safety coefficient, the maximum tensile forces at the geogrid levels and the horizontal displacement of the wall. A parametric study is carried out to study the influence of certain geometric parameters such as the geogrid length, the mechanical parameters (reinforced soil loading, types of reinforcement), and the geotechnical parameters (c, ϕ). The numerical results show that the failure plane occurred in three zones, the first zone at the levels below the foot of the wall, the second rupture plane at the reinforced ground levels on rupture angle 30° and the third plane is located between the reinforced ground and the ground of embankment. The results obtained are in good agreement with the results published in the literature. The results also show that the maximum tensile force at the geogrid levels located on the seventh bed, it also seems that the type of reinforcement has a significant influence on the lateral displacements and the maximum tensile forces.

Keywords: Digital modeling, Plaxis2D, wall behavior, geogrid reinforcement, soil stability.

يعرض هذا العمل السلوك العددي لتربة مثبتة ميكانيكيا بواسطة جدار خرساني، تم تنفيذها على ارتفاع 10.5 م، ومساحة من التربة المسلحة بعرض 7.5 م. يتم تنفيذ النمذجة الرقمية باستخدام برنامج Plaxis 2D الهدف من هذا العمل هو دراسة آلية انهيار الأرض المسلحة بالشبكة الجغرافية من خلال حساب معامل الأمان وقوى الشد القصوى عند مستويات الشبكة الجغرافية والإزاحة الأفقية للجدار. أجريت دراسة بارامترية لدراسة تأثير بعض العوامل الهندسية مثل طول الشبكة الجغرافية، العوامل الميكانيكية (تحميل التربة المسلحة، أنواع التسليح) والعوامل الجيوتقنية (c, ϕ) وقعت في ثلاث مناطق، المنطقة الأولى عند المستويات الواقعة تحت سفح الجدار، ومستوى التمزق الثاني عند مناسيب الأرض المسلحة بزواوية تمزق 30° ، والمستوى الثالث يقع بين الأرض المسلحة وأرض السد. النتائج التي تم الحصول عليها تتفق جيدا مع النتائج المنشورة في الأدبيات. كما أظهرت النتائج أن قوة الشد القصوى عند مناسيب الشبكة الجغرافية الواقعة على القاعدة السابعة، كما يبدو أن نوع التسليح له تأثير كبير على الإزاحات الجانبية وقوى الشد القصوى.

الكلمات المفتاحية: النمذجة الرقمية، Plaxis2D، سلوك الجدار، تقوية الشبكة الجغرافية، ثبات التربة.

Introduction général



Introduction général

La terre armée a été inventée par Henri VIDAL, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963. « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint-Tropez, racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène. Alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins ». Et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la terre armée ...La conception, le calcul et la surveillance des ouvrages d'art en terre armée nécessitent un certain nombre de règles et de principes. Ceux-ci ont été élaborés à la suite de nombreuses analyses du comportement de la terre armée sous l'effet des diverses sollicitations statiques, dynamiques ou thermiques auxquels peuvent être soumis les ouvrages.

La terre est un sol pulvérulent de faibles caractéristiques mécaniques, en particulier sa résistance à la traction est pratiquement nulle. Les armatures sont des éléments linéaires flexibles qui servent à renforcer certaines zones où la résistance de terre seule n'est pas suffisante.

La fonction principale des couches d'armatures à l'intérieur du sol est d'améliorer la résistance à la traction du corps du sol par le frottement créé à travers la surface d'armature et la résistance passive dans le sens transversal au déplacement.

Ces deux composants de la terre armée ont des modules de déformations très différents. L'interaction entre eux est assurée par le biais de frottements qui se développent à l'interface et qui empêche leur déplacement relatif.

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

OBJECTIF :

L'objectif de ce travail d'étudier essentiellement le comportement d'un mur en terre armée renforcé par des armatures métalliques nervurées analytiquement et numériquement par le logiciel Plaxis2D. Ce travail est suivi par une étude paramétrique afin d'analyser l'influence du type et longueur d'armatures, l'angle de frottement du sol.

Ce travail de mémoire est considéré comme une initiation à la recherche et les résultats obtenus ont été présentés sous la forme de 4 chapitres comprenant l'introduction et la conclusion.

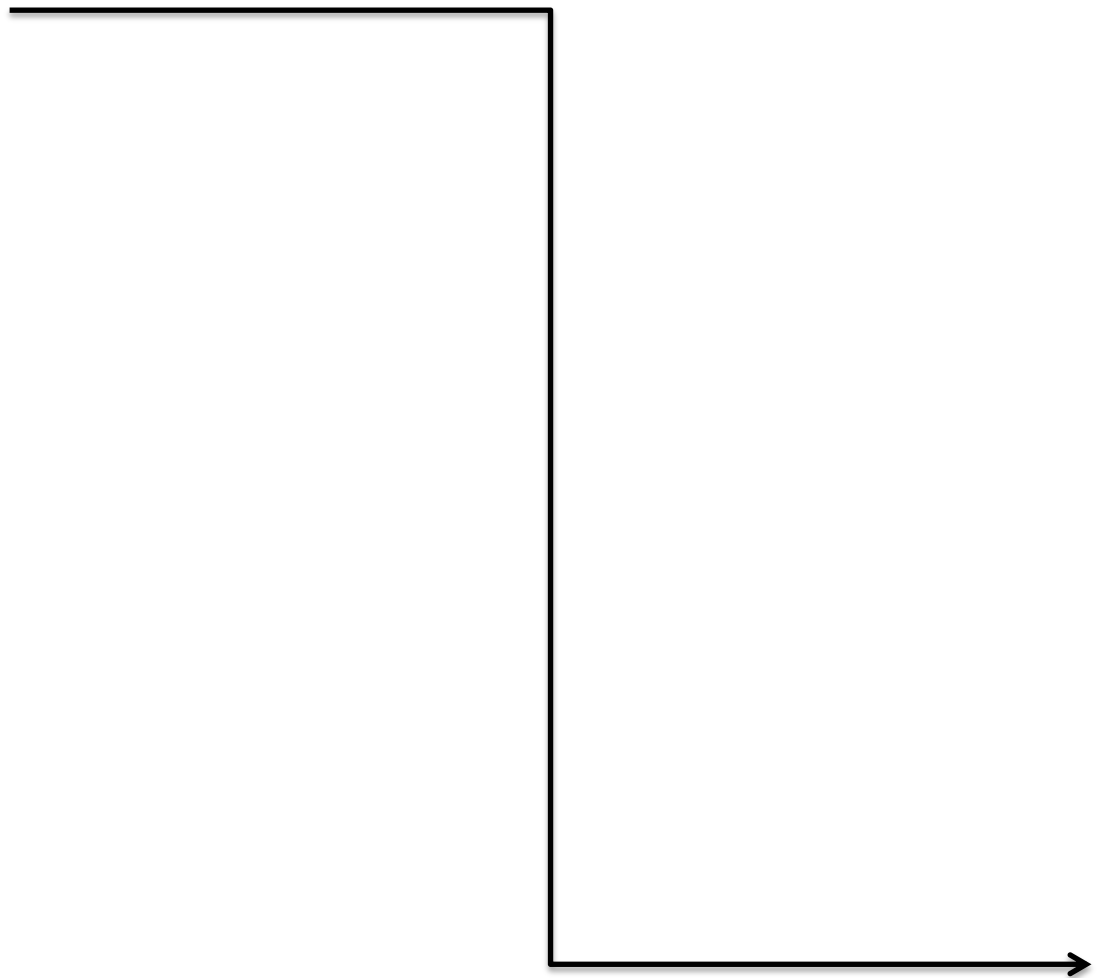
Le chapitre 1 expose une revue bibliographique concernant l'historique de la stabilisation et le renforcement des sols, leurs domaines d'application, leurs avantages ainsi que les différents types de matériaux utilisés et le repère chronologiques de ce type d'ouvrages.

Le Chapitre 2 Les renforcements généralement utilisés dans ces deux types de structures sont des bandes métalliques. Cependant, dans les environnements agressifs, ces éléments de renforcement métalliques sont remplacés par des bandes géosynthétiques non corrosives qui ont une plus grande extensibilité. Les méthodes de calcul des pressions des terres derrière les murs sont exposées. Ensuite, on présente la norme française NFP 94-270 de dimensionnement des ouvrages en sol renforcé.

Le chapitre 3 comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de Simulation numérique (PLAXIS 2D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.

Le chapitre 4 Ce chapitre contenant une présentation du modèle étudié suivant une étude analytique et l'étude numérique de la code Plaxis (version 8.2) et présenter les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis bidimensionnel d'un mur en terre armée.

CHAPITRE 01
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



1. Historique de la Terre armée

1.1. Qu'est-ce que c'est un mur renforcé (mur en terre armé)?

C'est sur une plage, en 1957, que l'inventeur français de la Terre Armée, Henri Vidal, fit une constatation: quand on marche sur un tas de sable, les grains s'affaissent et glissent dans tous les sens, mais quand on réalise un petit tas de sable et qu'on y insère des rangées d'aiguilles de pin, l'ensemble reste stable même si l'on marche dessus. Henri Vidal développa cette idée pour mettre au point une nouvelle technique de construction de murs de soutènement.



Figure 1: Quand on marche sur du sable, les grains s'affaissent et glissent dans tous les sens.



Figure 2 : Si on fait un petit tas de sable et qu'on y insère des rangées d'aiguilles de pins, l'ensemble reste stable quand on marche dessus.

1.2. Pour quoi réaliser un mur en terre armée?

Plus de 50 millions de mètres carrés de murs en Terre Armée ont été réalisés depuis l'invention de la technique, qui s'est exportée dans le monde entier. Le procédé n'a cessé d'être amélioré pour s'adapter spécifiquement à chaque type de soutènement, selon la nature du terrain. Les applications de la Terre Armée sont aujourd'hui multiples, de la construction de routes, de voies ferrées, d'ouvrages hydrauliques, à l'aménagement de sites industriels. Les ouvrages en Terre Armée sont capables de supporter d'importantes charges comme le passage d'un TGV. De plus, ils gardent une flexibilité leur permettant de résister aux chocs et aux secousses sismiques, ce qui explique leur popularité dans certains pays comme au Japon.



Figure 3 : La stabilité de l'ouvrage est assurée par le frottement entre les armatures et le sol.

1.3. Comment?

La Terre Armée est un matériau composite. Elle est formée par l'association d'un massif de terre remblayée et d'armatures plates, métalliques ou synthétiques, disposées horizontalement et à intervalles réguliers. Le parement vertical est constitué d'écailles en béton qui n'ont pas de fonction de soutènement: elles habillent le mur en Terre Armée et assurent une protection vis-à-vis de l'érosion.

2. Introduction

Dans le domaine du génie civil, l'utilisation des ouvrages de soutènement est très intéressante car ils sont des constructions qui soutiennent et retiennent la terre afin d'empêcher la rupture de sédiments aux endroits où la stabilité de la pente ne peut être assurée par l'état du sol lui-même ou par d'autres ouvrages réalisés. Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol destinées à retenir les terrains à l'amont d'un ouvrage dans un volume réduit. Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses.

Il se distingue principalement par:

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

3. La terre armée

3.1. Définition et principe de la terre armée

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure 4). L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont. Ce procédé de construction a été développé à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal qui marque par cette invention une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols en faisant participer complètement le sol à la stabilité de l'ouvrage.

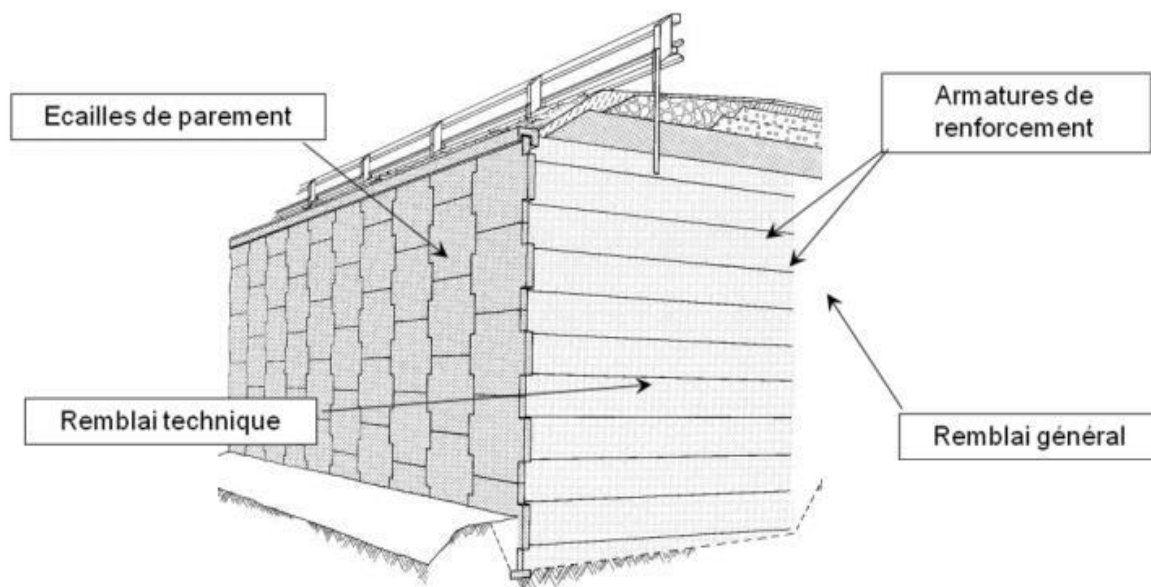


Figure 4 : Mur en Terre Armée.

3.2. Les éléments de la Terre Armée

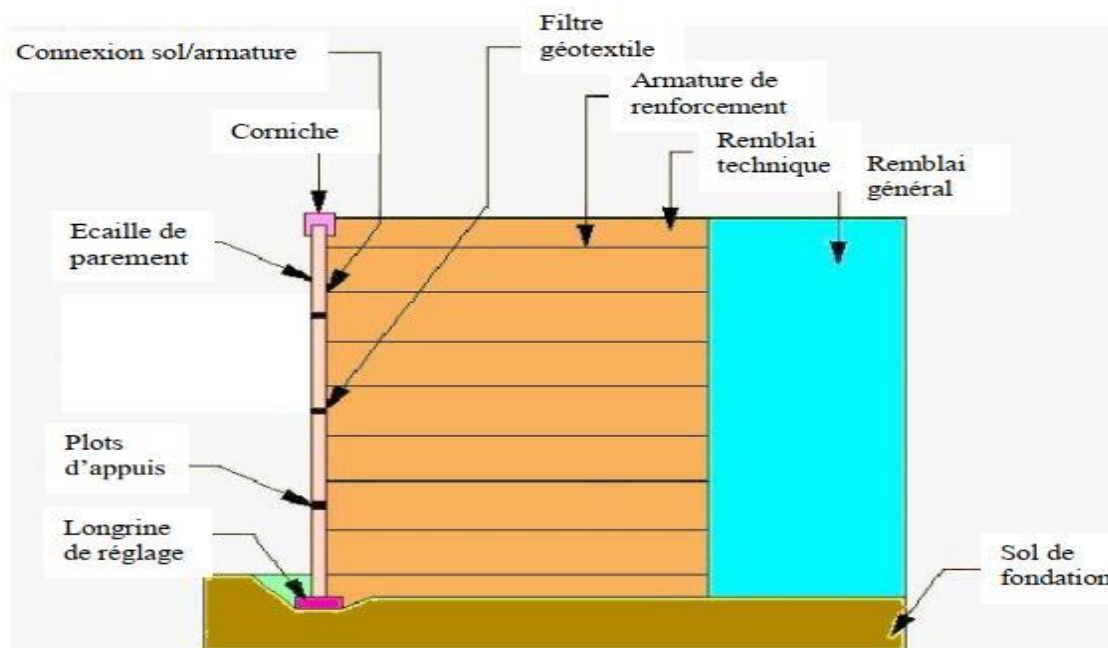


Figure 5 : éléments d'un mur en Terre Armée.

a. Les renforcements

a.1. les armatures métalliques

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 60 à 80 mm de largeur et de 3mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence, D'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés (Figure 6), ont été développés et utilisés dans les structures en Terre Armée. Cependant, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées en France et dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent.

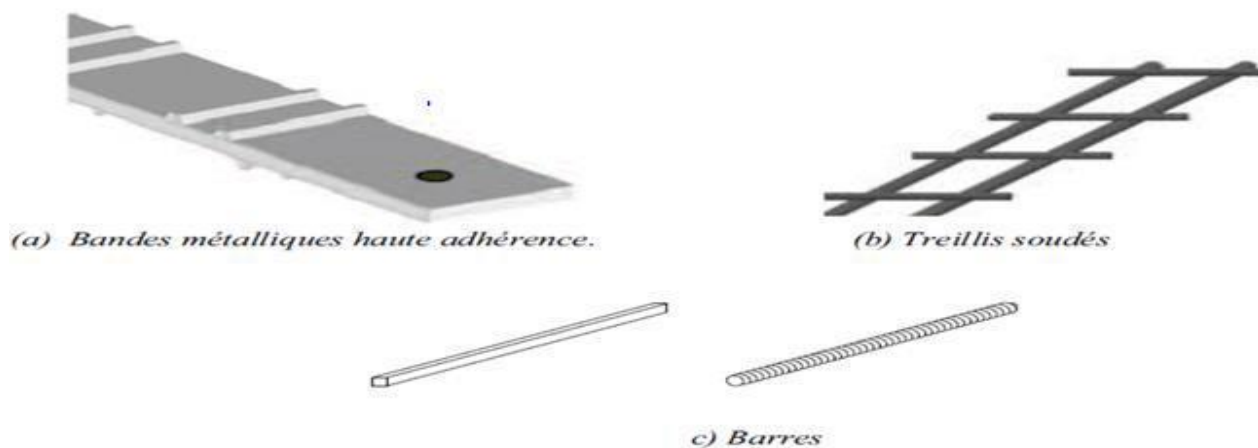


Figure 6 : Armatures métalliques.

a.2. Géo-synthétique

Avant l'acquisition de la société Terre Armée Internationale (TAI) par le groupe Freyssinet en 1998, ce dernier avait commercialisé un système concurrent, le Freyssisol® (initialement Websol), utilisant un renforcement sous forme de bandes synthétiques de 90 mm de largeur et de 2 à 3 mm d'épaisseur (Figure 7.a). Ces bandes étaient fabriquées à base de fibres de polyester à haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène basse densité. Une nouvelle innovation est commercialisée en 2004 : le système GeoMega® (Figure 7.b). Il utilise le même type de renforcements synthétiques (avec une largeur de 50 mm) et apporte une amélioration importante en supprimant tout intermédiaire métallique (donc corrodable) entre les écailles de parement en béton et les bandes de renforcement.



a. Renforcement avec le système Freyssisol®



b. Renforcement avec le système de connexion GeoMega®

Figure 7 : Les renforcements géosynthétiques.

b. Remblai général

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

c. Remblai dit technique

Il peut être d'origine naturelle ou industrielle. Il constitue la partie renforcée par les armatures et répond aux critères exigés dans le cahier des charges du point de vue géotechnique (granulométrie, corrosion, poids volumique, angle de frottement interne et autres), mise en œuvre, chimique et électrochimique. Ces différents critères sont détaillés ci-dessous :

•Critères géotechniques

L'ensemble des recommandations (LCPC, SETRA, NCMA, FHWA, etc....) indiquent des critères purement granulométriques nécessaires pour assurer un frottement sol-armature adéquat, un

comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes. Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 μ m sont acceptés sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier, la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation et la mesure de l'angle de frottement du sol ne sont pas nécessaires). Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai $C_u = D_{60}/D_{10}$ (D_{60} et D_{10} représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60% et 10% du poids total). Dans le cas où C_u serait inférieur à 2, il faudrait dimensionner l'ouvrage en conséquence.

• Critères de mise œuvre

Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau de remblai sont indispensables pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Les critères exigés sont généralement les mêmes que ceux utilisés pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 2000, LCPC, SETRA, NCMA, FHWA). Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des écailles, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures. Ces couches sont réalisées avec les engins de terrassement traditionnels. Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité). Le taux de compactage en tout point du massif en Terre Armée doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Dans le cas d'ouvrages routiers notamment, le compactage sera identique à celui des remblais routiers correspondants, et sera réalisé avec un compacteur type P1, V1 ou P2, V2 (GTR 2000). Toutefois, le remblai situé à moins de 1,50m du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant.

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

• Critères électrochimiques

La durée de service d'un ouvrage en Terre Armée renforcé avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol. La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, qui est fonction de divers facteurs: nature du sol, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, pH, teneur en sels solubles. C'est pourquoi des critères électrochimiques ont été établis afin de garantir un vieillissement lent et contrôlé des structures. Pour les armatures métalliques et dans le cas des ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères suivants :

- résistivité du sol saturé supérieure à 1000 Ω .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 ($[\text{Cl}^-] \leq 200$ 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 (norme NF P 94270-2009)
- teneur en soufres totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ($S < 300$ Ppm);
- pas de matières organiques.

Il convient de ne pas utiliser de matériaux d'origine marine ou dragués dans des estuaires en eaux saumâtres, sauf après lavage à l'eau douce. Les matériaux d'origine minière (schistes houillers) doivent être analysés car ils peuvent comporter des teneurs excessives en sulfures ou en sulfates.

Pour les armatures synthétiques utilisées en Terre Armée, seul le critère de pH doit être vérifié.

d. Panneaux ou écailles de la façade du mur

Ils sont utilisés pour maintenir le sol en place à la face du mur mais ils ne jouent pas un rôle de soutènement. Ils sont généralement en béton, mais ils peuvent être en métal, en bois, en béton sec moulé ou autre matière (Figure 8).

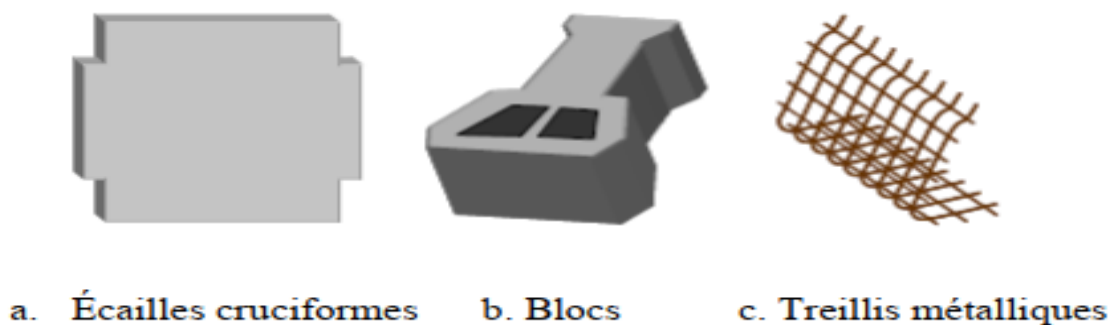


Figure 8 : Panneaux ou écailles de la façade du mur.

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton (Figure 9), (figure 10). Ce sont des plaques d'environ 850 kg et de 1,5m de largeur et de hauteur. 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. L'ensemble donne au parement une flexibilité verticale du même ordre que celle des éléments métalliques en forme de fines plaques cintrées initialement conçues par H. Vidal. 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 9 : Exemples de panneaux en écailles cruciformes.

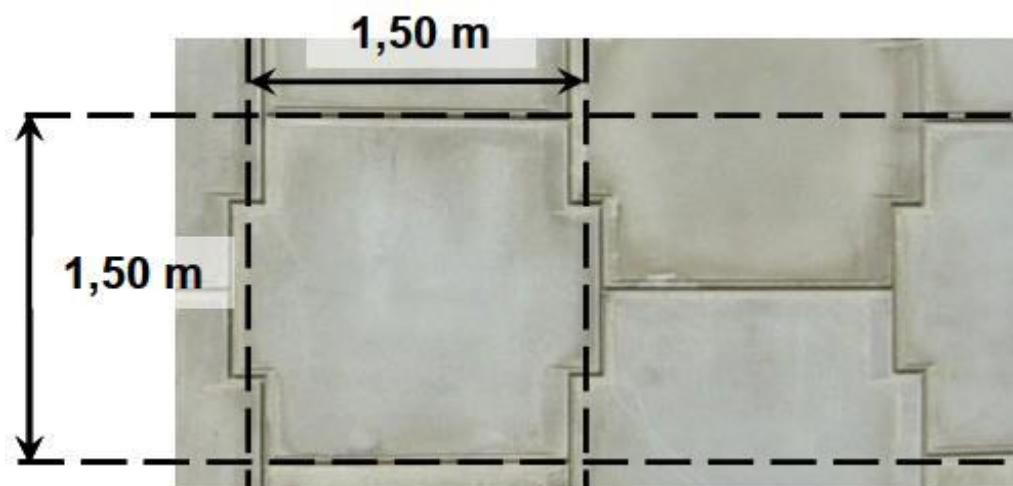


Figure 10: Écaille cruciforme de la façade du mur.

e. Plots d'appuis

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

f. Filtre en géotextile

Il est utilisé pour couvrir les joints entre les panneaux. Il est placé à l'arrière des panneaux côté sol renforcé. Ceci, empêche le sol de s'éroder par les joints et permet l'écoulement de l'eau qui est en excès.

g. Semelle de réglage

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

h. 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). Les armatures munies d'un trou à leur extrémité sont solidarisées aux écailles par un boulon. Pour les armatures synthétiques, le système GeoMega implique l'encastrement d'une gaine en polyéthylène à haute densité dont la forme a été étudiée pour assurer un ancrage optimal tout en assurant que les bandes souples émergent de l'écaille à plat et dans un même plan.

4. Procédé de construction

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

- Préparation de l'assise de l'ouvrage suivie par coulage en place d'une longrine de réglage en béton sur laquelle est ensuite posée la première rangée de panneaux en béton. Avant la mise en place du sol et des armatures, la première rangée de panneaux est maintenue par des cales et des serre-joints.
- Mise en place et compactage de la première couche de remblai d'environ 40cm (le remblai est mis en place par couches successives, compactées suivant les règles du GTR 2000).
- Mise en place du premier lit d'armatures attachées aux écailles par l'intermédiaire du système de connexion.
- Mise en place et compactage de la deuxième couche de sol de même épaisseur que la première. Ces étapes sont répétées jusqu'à atteindre la hauteur voulue du mur en prenant soin de mettre en place le filtre en géotextile à l'arrière des panneaux et les plots d'appuis sur chaque panneau.

5. Avantages et inconvénients des murs de soutènement en terre armée

5.1. Avantages des murs de soutènement en Terre Armée

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

- 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 ;
- Réduction de coût par rapport à d'autres structures (par exemple en béton armé) ;
- Une vaste gamme d'utilisation;
- Possibilité de vérifier la durabilité des renforcements ;
- Possibilité de corriger les désordres (voir section ultérieure) ;

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

5.2. Les inconvénients des murs de soutènement en Terre Armée

Malgré les avantages cités dans la section précédente, les murs de soutènement en sol renforcé présentent quelques inconvénients liés principalement à l'exécution de l'ouvrage et des éléments de renforcement. D'une manière générale, les défauts et désordres observés sur les murs de soutènement en Terre Armée résulte de la concomitance de plusieurs origines, ils peuvent être classés par grandes familles.

- La corrosion des renforcements ;
- Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage ;
- Mauvaise exécution ;
- Exploitation, environnement et défauts d'entretien.

6. Domaines d'utilisation

a. Ouvrages ferroviaires

Ils sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro : Conflans-Sainte Honorine en région parisienne 400m de longueur ; ligne de Granville-Westmead (Sydney Australie) 1km de long et atteint parfois 7m de hauteur ; mines de Tavistock dans le Transvaal Afrique du Sud, lignes conduisant au centre de Dublin Irlande. Hormis quelques constructions spécifiques, l'application de la technique Terre Armée fait appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, même si le souci de sécurité tend parfois à faire augmenter la durée de vie et les coefficients de sécurité pour les ouvrages ferroviaires.

b. Ouvrages routiers

La plus grande utilisation des procédés Terre Armée concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes, autoroutes et les sites urbains (Par exemple : les murs sous chaussées, simples ou étagés- les culées porteuses - les culées mixtes - les murs de rampes - les talus raidis- les merlons anti-bruit).

c. Ouvrages hydrauliques

La résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc.), la rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblai mènent à une utilisation variée en site fluvial ou maritime. Aussi l'utilisation d'armatures géosynthétiques non corrodables et la possibilité de la construction de murs de quai en

Terre Armée effectuée entièrement sous l'eau, ont permis d'élargir cette technique dans les environnements salins et maritimes (marinas, ports de pêche).

d. Ouvrages industriels et de protection

La technique Terre Armée est très utilisée pour répondre à des besoins d'aménagement dans les sites industriels classiques et spécifiques tels que les silos de stockage de charbon ou de minerai, les murs de déchargement, les postes de criblage et de concassage.

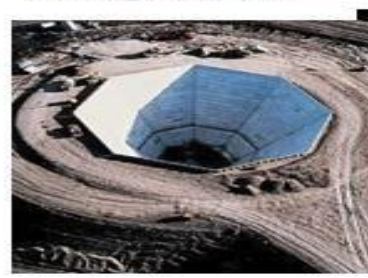


Figure 11: Utilisation de la Terre Armée.

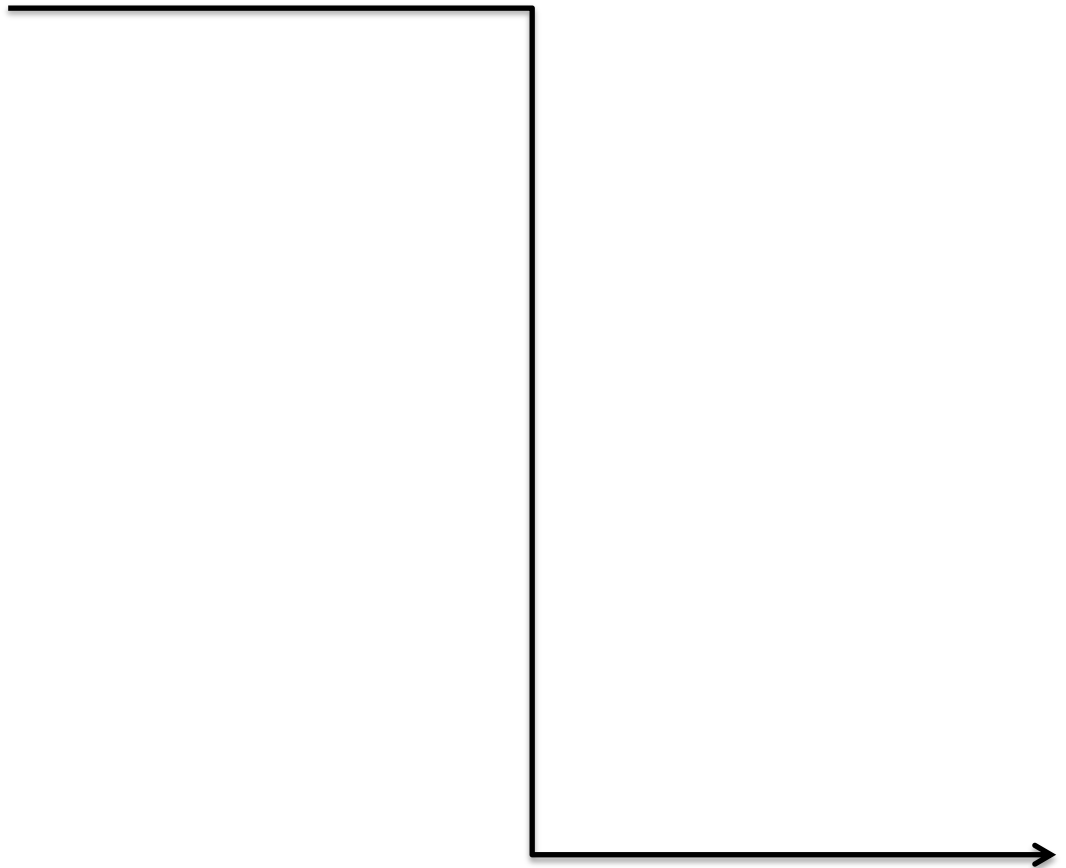
7. Conclusion

Comme on l'a vu dans ce chapitre, les murs de soutènement en terre armée donnent une solution économique et esthétique pour le soutènement et le renforcement des sols. C'est pour ces raisons que ces procédés de renforcement des sols sont devenus considérablement plus développés dans le monde entier dans le domaine de la géotechnique.

Cela nécessite l'élaboration de méthodes fiables et la mise à jour des guides de conception pour les structures en terre armée ; celles-ci seront exposées dans les prochains chapitres.

CHAPITRE 02

METHODES DE RENFORCEMENT DES SOLS



1. Introduction

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. L'incorporation dans le sol d'éléments de renforcements linéaires (armatures, clous métalliques,.....) ou bidimensionnels (nappes géotextiles, géogrilles,...) destinés à assurer ou à améliorer la stabilité d'ouvrages, se fait tout naturellement dans le cadre de l'approche calcul à la rupture. Tous comme les sols constitutifs, ces renforcements sont considérés comme des éléments résistants (la stature de ces renforcements est ambigu dans cadre des méthodes classiques de stabilité) caractérisés par un critère de résistance. [1]

2. Définition des sols renforcés

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

3. Types de renforcement

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire) bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles: acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques) etc. [2]

Tableau 1: Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisé

Type de sol	Technique de renforcement des sols		
	Renforcements unidimensionnels (linéaires)	Renforcements bidimensionnels	Renforcements tridimensionnels
Sols rapportés	Terre Armée (armatures métalliques)	Treillis métalliques horizontaux	Micro renforcements (disquettes, plaquettes)
Sols rapportés	Procédé Freyssisol 'armatures en matière synthétique	Mur Terville (treillis verticaux)	Fibres (métalliques, géosynthétiques)
Sols rapportés	Murs VSL (bandes de treillis métalliques)	Nappes-en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites)	Tex sol (fil continu)

Sols rapportés	/	Procédés utilisant des Pneu sol, Arma-Pneu sol, Pneu-TEX)	/
Sols en Place	Microporeux (groupes ou réseaux)	/	/
Sols en Place	Clouage en soutènement et en pente	/	/

4. Principe du renforcement par inclusion rigide

Le principe du renforcement est illustré par la (Figure 1). La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

❖ Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et Permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dallâtes peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.

❖ Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charge vers les têtes d'inclusion le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire .le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voutes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. L'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux. car les inclusion sont désolidarisée de l'ouvrage en surface.

● Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géo synthétique peut être disposée en base du matelas. le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane.

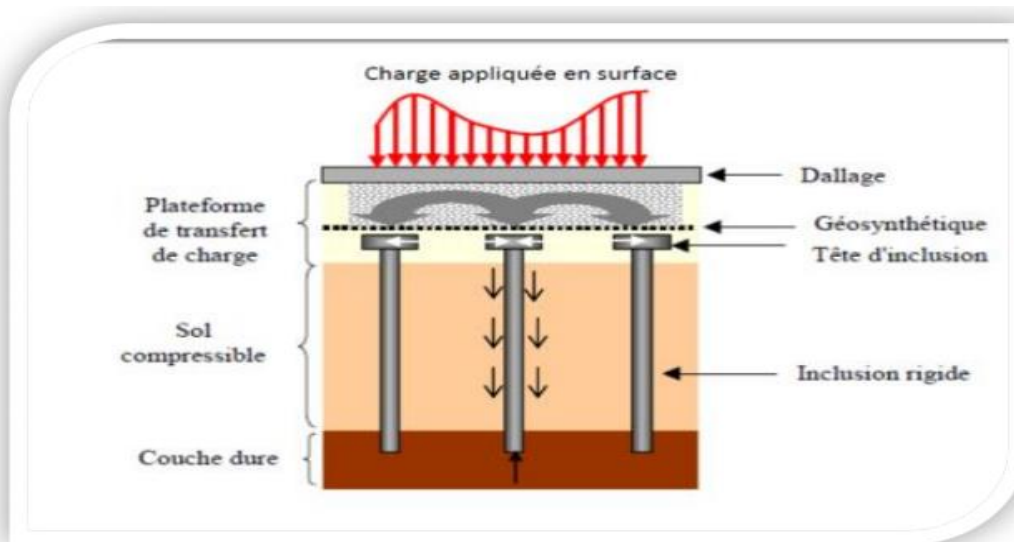


Figure 1: Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides

L'inclusion rigide constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargement ou la mise en place de drain vertical. Cette technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers les couches compressibles afin de transférer les charges vers un volume plus rigide. Par conséquent l'inclusion rigide augmente la capacité portante et réduit les tassements du sol. On envisage ce type de fondation pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos. Par cette méthode on améliore les caractéristiques mécaniques du sol trop compressible et limite les tassements importants de l'ouvrage à construire. La plus part du temps, la technique d'inclusion rigide est associée à la mise en place d'un « matelas de répartition de charge » entre les inclusions et le sol compressible. Sa présence va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voutes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage. Ainsi ce matelas assure la répartition des charges entre les inclusions et le sol compressible. Ce qui va permettre diminuer et homogénéiser les tassements en surface du massif de fondation.

5. Les géosynthétiques

5.1 Définition

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Ils se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi une très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

5.2 Types de géosynthétiques

Le type de géosynthétiques dépend de l'élément constituant, la fibre et la méthode employée on distingue les géosynthétiques à:

- Une dimension (1D): bandelettes, filaments.
- Deux dimensions (2D): produits plans, avec des dimensions typiques de l'ordre de 3-5m de largeur et d'environ 50-300m de long, tandis que l'épaisseur de l'ordre de quelques millimètres;
- Trois dimensions (3D): produits volumétrique - dans ce groupe, nous pouvons inclure principalement les géocellules (geocells), qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connecté et une fois étiré les cellules 3D sont créées, par exemple, sous forme de nid d'abeilles. [3]

Les géosynthétiques les plus utilisés sont les produits plans et parmi eux, il est possible de distinguer: les géotextiles, les géomembranes (membrane plane imperméable à partir de polymères d'épaisseur entre environ 0,5 et 3 mm), les géogrilles, les géocomposites (produits créés par la combinaison de plus d'un géosynthétiques).

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétiques, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles). [3]

5.3. Principaux caractéristiques des géosynthétiques

Une inclusion géosynthétiques de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la rupture.
- mobiliser le frottement du sol. [2]

5.3.1 Séparation et filtration

La séparation est la prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblai adjacents de nature différente par l'emploi d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles évitant ainsi la dégradation de leurs caractéristiques intrinsèques dans la construction. Cette exigence apparaît le plus souvent dans le génie civil (routes et voies ferrées) ou sous les constructions de fondations de grande surface. La pérennité de la séparation des couches assure la fonction essentielle de chacune sur la durée. Dans de nombreux cas, il est nécessaire, outre la séparation, d'assurer en même temps le renforcement (Par exemple pour améliorer la portance des couches inférieures) ou la filtration (c'est-à-dire empêcher la migration des fines particules avec la migration de l'eau vers la couche protégée). Il est possible d'assurer à la fois la fonction de séparation et de renforcement par l'utilisation d'un géotextile tissé à allongement contrôlé et haute

résistance en traction. Dans le cas de la filtration, si les caractéristiques requises sont d'un niveau courant (hors filtration des argiles par exemple), les géotextiles tissés conviennent mieux que les géotextiles non tissés. [4]

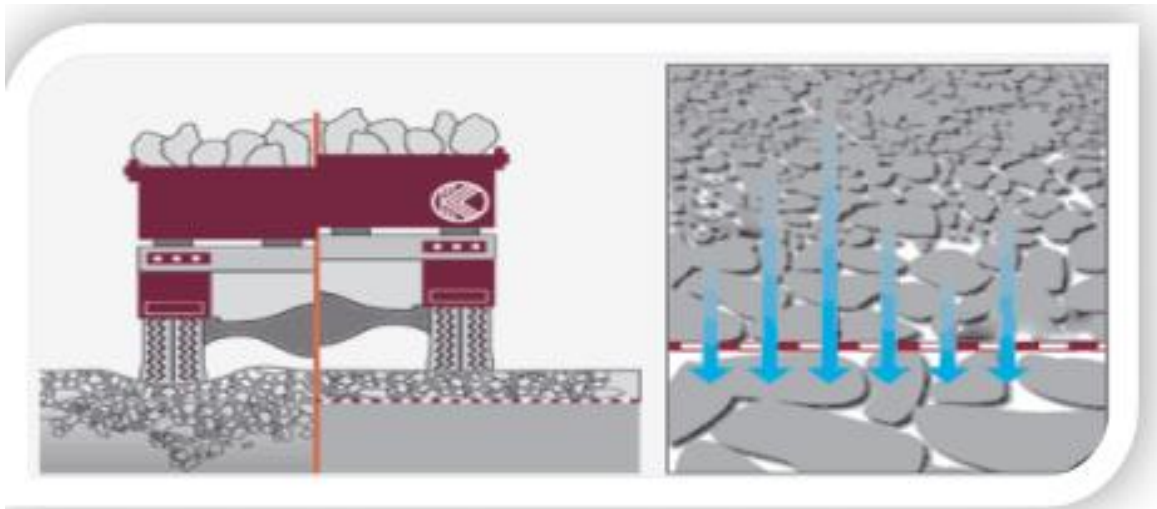


Figure 2 : l'utilisation des géosynthétiques dans la séparation et filtration.

5.3.2 Drainage et filtration

Les géosynthétiques peuvent être utilisés efficacement comme drains et filtres dans les travaux de génie civil et de génie environnemental en substitution des matériaux granulaires traditionnels ou en association avec ceux-ci. Les géosynthétiques sont plus facile à installer sur site et généralement moins onéreux, car il est souvent difficile de disposer des matériaux granulaires conformes aux spécifications et leur source d'approvisionnement est souvent éloignée et soumise à des restrictions environnementales (Figure 3). [4] Géotextile non-tissé Géotextile tissé (macro) Géocomposites en drainage.



Géotextile non-tissé



Géotextile tissé (macro)



Géocomposites en drainage

Figure 3: Géosynthétiques en drainage et filtration

Les géotextiles et les géocomposites sont les types de géosynthétiques utilisés en drainage et filtration. Les principales applications concernent les murs de soutènement, les remblais les dispositifs anti-érosion, les installations de stockage de déchets, etc.

Murs de soutènement Chaussée Drainage vertical.

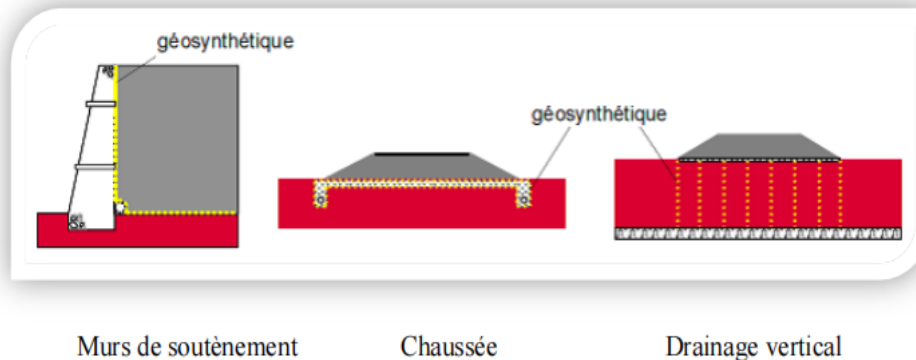


Figure 4: Applications de géosynthétiques comme drains et filtres.

5.4 Les géosynthétiques les plus utilisés

Comme auparavant, dans la pratique les géosynthétiques les plus utilisés sont:

- ❖ Les géotextiles
- ❖ Les géogrilles
- ❖ Les géocomposites. [4]

5.4.1 Le renforcement par géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au Contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisations sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations. [4]

5.4.1.1 Les différentes fonctions des géotextiles

• La séparation

Le géotextile (figure 5), lorsqu'il assure une fonction de séparation est placée entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides

• La filtration

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer.

- **Le drainage**

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose.

- **Le renforcement**

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. [3]

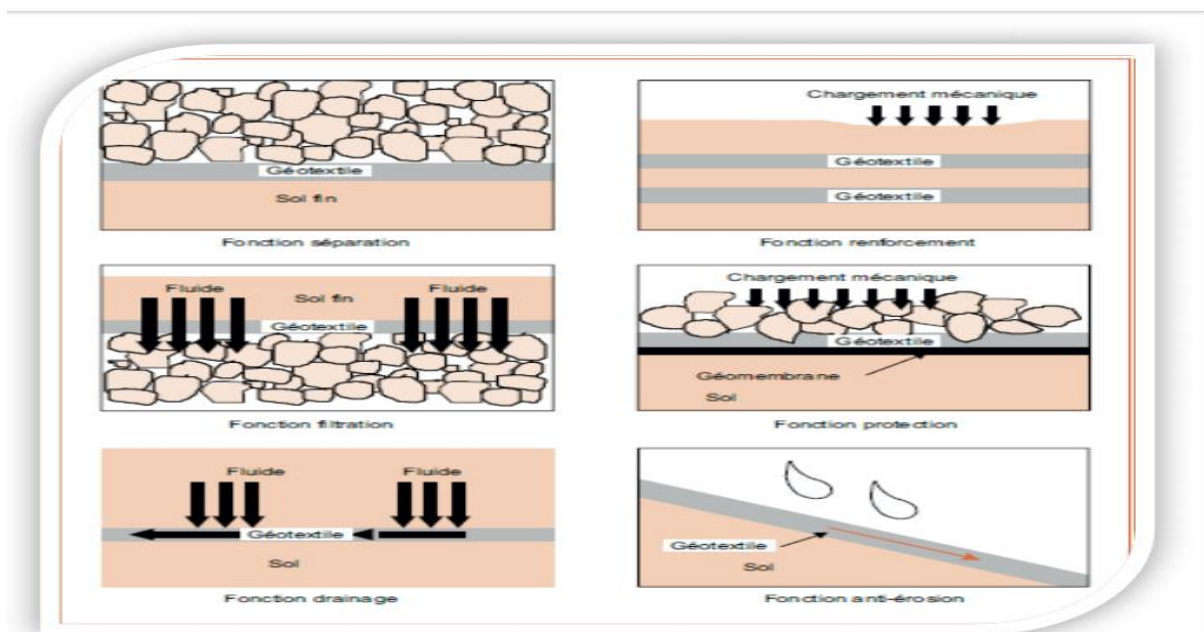


Figure 5: Les différentes fonctions des géotextiles

5.4.1.2 Analyse de stabilité d'ouvrage renforcé par géotextiles

On sait qu'une des particularités de ce type de renforcement est que, à la différence de la terre armée par exemple les, les capacités de résistance des éléments géotextiles introduits dans le sol ne sont pleinement mobilisées qu'au terme d'une phase où ils ont subi des déformations importantes pouvant conduire à des changements de géométrie de l'ouvrage. Il semblerait donc que, pour dimensionner de tels ouvrages l'on soit contraint d'abandonner l'idée même de calcul à la rupture qui consiste précisément à raisonner à géométrie donnée (c'est-à-dire qu'en pratique les matériaux constitutifs atteignent leurs limites de résistance dans le domaine des petites déformations), renforcé par un certain nombre de nappes géotextiles disposées horizontalement(Figure 6). [5]

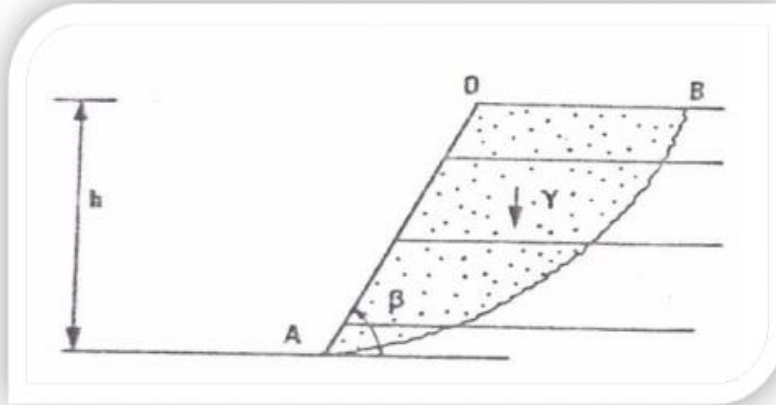


Figure 6: renforcement d'une pente par nappes géotextiles

Dans le domaine du génie civil, l'imperméabilisation consiste à installer des géosynthétiques pour empêcher les écoulements d'eau et de produits polluants vers le sol naturel. On utilise généralement cette fonction des géosynthétiques pour les fossés ou les bassins contigus aux routes. Ce procédé vient en remplacement d'une couche d'argile d'épaisseur variable. Le gain en matériaux utilisés et la facilité d'installation du système le rendent très approprié à de nombreux chantiers (bassins de rétention réservoirs...)

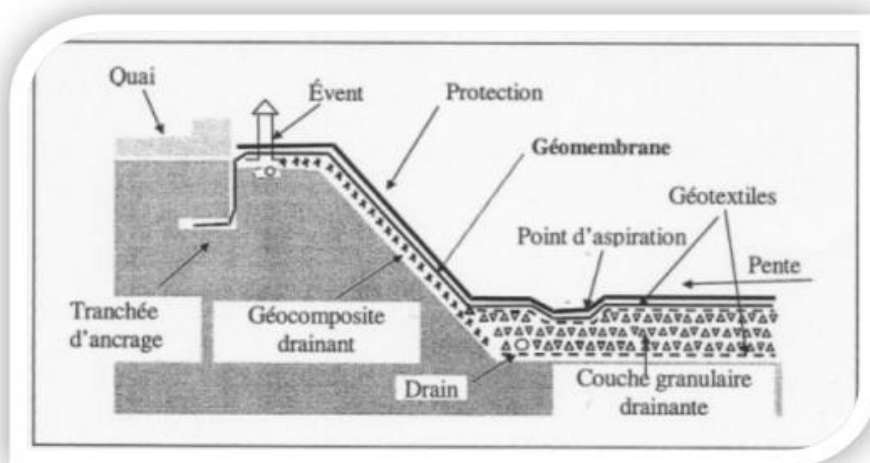


Figure7: Exemple de complexe géotextile

5.5 Les applications des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont utilisés en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes: [6]

5.5.1 Renforcement de sol

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capables de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de

traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques – géogridde, géotextile ou géocomposite. Les géosynthétiques agissent comme un renfort, et on parle alors de sol ou remblai renforcée.



Figure 8: Renforcement de sol

5.5.1.1 Augmentation de la portance des remblais routiers et des constructions routières et ferroviaires

L'utilisation des géosynthétiques est un des procédés les plus efficaces pour augmenter la portance, particulièrement là où les caractéristiques mécaniques du terrain ne peuvent garantir le niveau espéré de stabilité et de portance.

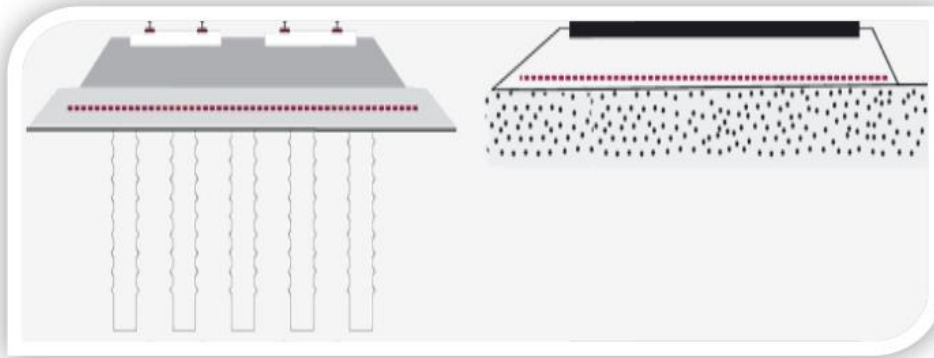


Figure 9: remblai renforcé par géogridde

Les géosynthétiques sont utilisés dans la construction routière ou similaire pour éviter les affaissements, reprendre les forces dues aux chargements et aussi réduire les épaisseurs de matériau granulaire souvent coûteux. Les géosynthétiques (particulièrement les géogridde) se lient avec les matériaux granulaires, constituant un complexe efficace même avec des terrains tels que des tourbes ou des alluvions insuffisamment portantes.

Principaux avantages des géosynthétiques dans les constructions routières et ferroviaires:

- Emplacement de la construction même sur des terrains à faible portance;
- Renforcement des remblais au-dessus des pilotis;
- Diminution de la déformation du corps de remblai;
- Séparation du matériau à gros grain des couches inférieures;
- Utilisation de terrains inconvenables;
- Possibilité de vitesses supérieures sur les voies de communication.

5.5.1.2 Constructions de murs en remblai renforcée par géosynthétiques et renforcement des talus raidis

En cas de construction de talus, soutènements ou berges dont la pente doit excéder le talus naturel, il est possible de raidir les pentes pour obtenir l'angle souhaité, grâce à l'inclusion de nappes de géosynthétiques (géogrilles ou géotextiles) installés en lits horizontaux entre chaque passe de compactage

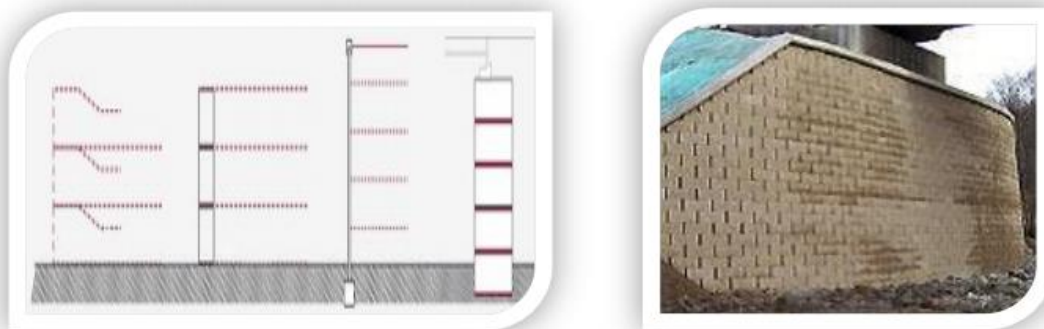


Figure10: Murs en terre renforcée par géogrilles

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabion ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale.

Dans le cas où l'angle de frottement interne du remblai est peu différent de l'angle du talus raidi, il n'est pas nécessaire de renforcer le parement du remblai. Il suffit d'envelopper totalement le remblai avec le géosynthétique. Dans ce cas, la face de l'ouvrage est formée par le géosynthétique lui-même avec ajout de géotextile non-tissé ou d'une géogrille anti-érosion recouverte d'une faible couche de terre végétale entre les mailles de la géogrille. La surface de parement doit toutefois être protégée contre l'érosion, par exemple par un géogrille anti-érosion. [4]

5.5.1.3 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement

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

- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- Diminution des emprises;
- Création de merlons anti-bruit d'aspect naturel;
- Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- Préservation de l'aspect naturel du paysage;
- Optimisation des coûts de construction. [2]

5.5.2 Le renforcement par géogrilles

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. La figure 11. présente le détail d'un géogrille uniaxial. [4]

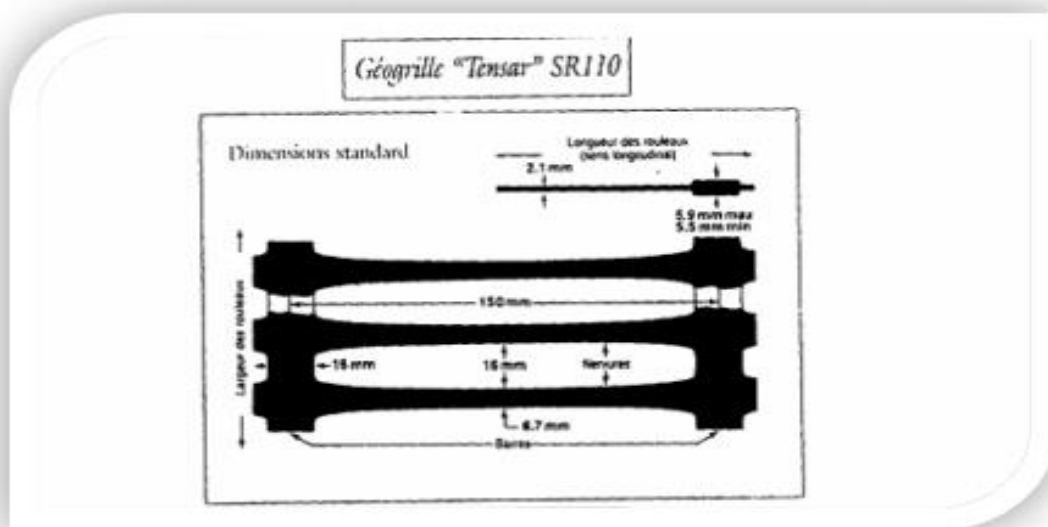


Figure11: Exemple de géogrille uniaxial

- **les avantages**
 - bonne résistance à l'endommagement.
 - excellente perméabilité (colmatage impossible).
- **les inconvénients**
 - peu de souplesse en flexion.
 - recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m).

Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication. Elles peuvent donc être:

- thermoformées
- extrudées (Figure 12)
- sous forme de bandes extrudées soudées
- tissées (Figure 13)
- poinçonnées. [7]



Figure 12: Géogrilles extrudé



(a) Uniaxiale



(b) biaxiale

Figure 13: Géogrille tissé

5.5.3 Les géocomposites

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection), dans le domaine routier. Un géocomposite de renforcement apporte en une pose, les avantages du géotextile non tissé et ceux d'un géosynthétique de renforcement, géotextile tissé,

tricoté ou géogridde. Les différents composants peuvent être assemblés liés par couture ou soudure thermique. [2]



Figure 14: Géocomposites

6. La technique pneu sol

Cette technique est assurée par des niveaux pneumatiques usagés de véhicules légers reliés entre eux par sangles polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés. Comme le montre la (figure15). [4]

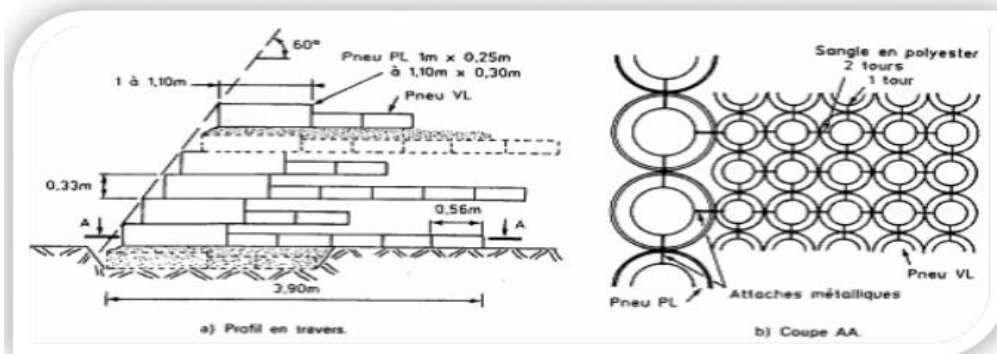


Figure 15: Technique Pneu sol [7].

7. Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques

Le renforcement par treillis métalliques s'apparente à la technique Pneu tex, les géotextiles étant remplacés par des treillis. Cette technique est appelée Arm a pneu sol et a l'avantage d'être utilisable avec des sols contenant de très gros éléments. Une autre technique consiste à mettre en œuvre des grillages sur lesquels le sol est compacté. C'est le système Terramesh dont le parement est en gabions. Une technique dérivée (Terramesh Vert) permet une revégétalisation du parement grillagé. On peut noter que pour le remplissage des gabions, les gros éléments issus de l'écrêtage des matériaux de torrent pourraient être utilisés, à condition qu'ils soient eux-mêmes écrêtés pour supprimer les très gros éléments. [8].

8. Le renforcement par ancrages

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage. Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contre butée. Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au Parement composé d'écailles en béton. La (Figure 16) montre le principe de renforcement par ancrages. [4]

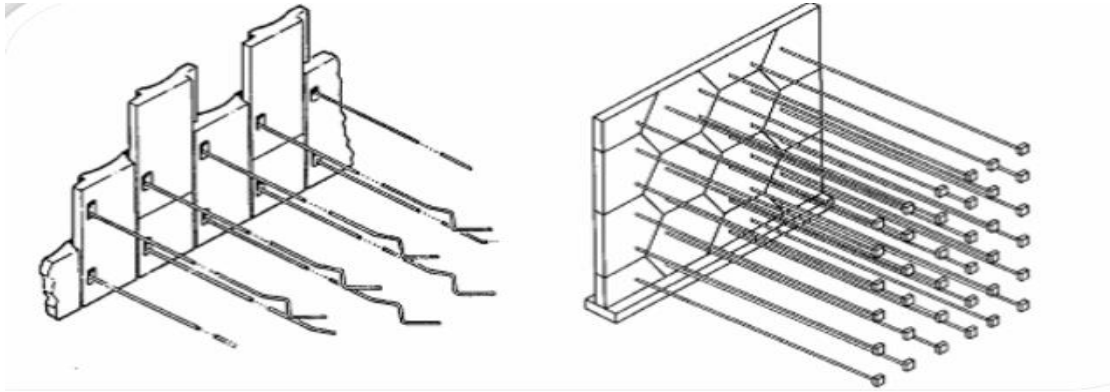


Figure 16 : Renforcement par ancrages

Une autre technique consiste à lier chaque élément préfabriqué en béton à une butée d'ancrage par l'intermédiaire d'une bande en polymère comme indiqué dans la (Figure 17)

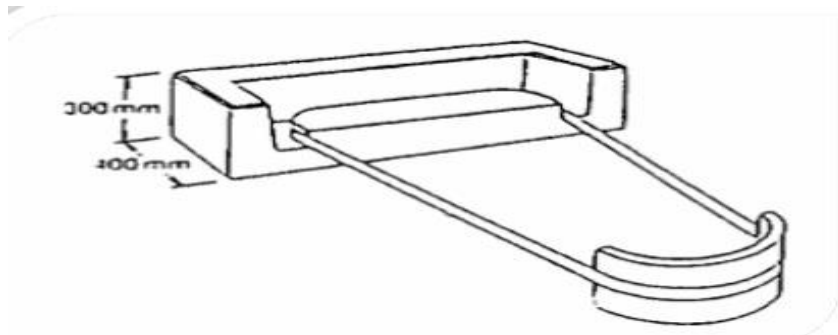


Figure 17 : Bande en polymère

9. Les différentes étapes de l'installation renforcement

1. Préparation de la fondation et mise en place du coffrage sur le devant
2. Pose du premier niveau des géogrilles sur le devant.
3. En plusieurs couches de 30 cm, réalisation du niveau renforcé de base
4. Compactage méticuleux du premier niveau du sol
5. Scellement du premier niveau avec le rabat de la grille vers l'intérieur
6. Répétition des opérations 1-5 pour les niveaux suivants; ensemencement hydraulique en couches épaisses sur tout le parement vertical.
7. La (Figure 18) présente les différentes étapes de réalisation d'un mur en terre armée. [4]

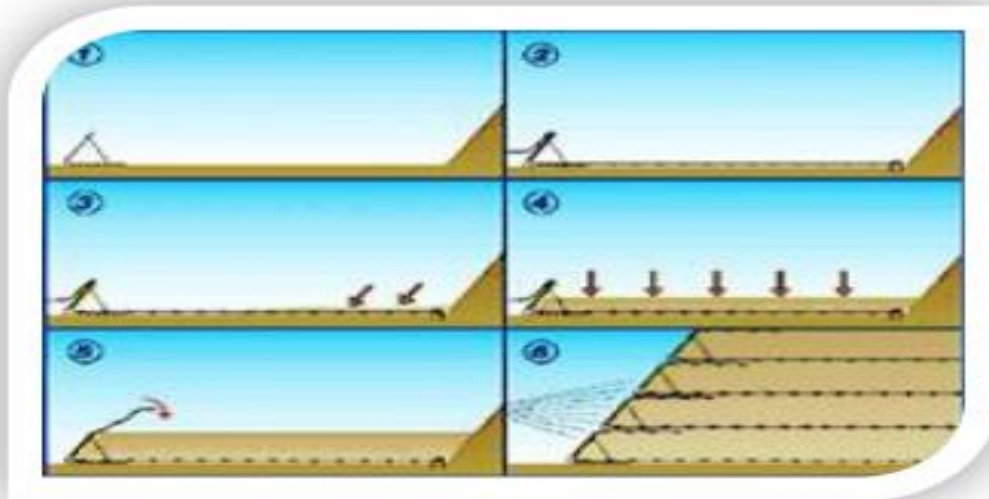


Figure 18 : Les étapes d'installation du mur en terre armée

10. Conclusions

Les différentes techniques de soutènement de type traditionnel notamment parois moulées rideaux de palplanches..., utilisées à travers le monde coutent très chères aux collectivités et restent difficilement maitrisables nécessitant une technicité élevée, c'est pourquoi les ingénieurs ont été contraint d'améliorer ces procédés et optimiser les couts. Des essais et des tentatives ont été faits pour optimiser ces procédés notamment l'utilisation des géosynthétiques qui demeure jusqu'à présent une solution rentable et efficace à ce genre de problème. Les techniques de renforcement par géosynthétiques ont permis de répondre aux exigences et objectifs des donneurs d'ordre en offrant des solutions alternatives avec de nombreux avantage.

A la fin, on peut dire qu'un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles).

11. Méthode de calcul

11.1. Introduction

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

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

11.2. Principe de dimensionnement des murs en terre armée

Le dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé, se base sur trois critères essentiels, pour assurer la stabilité d'un massif, il est nécessaire de vérifier:

La stabilité interne;

La stabilité externe;

La stabilité globale.

11.3. Dimensionnement selon la norme française N FP 94-270

Le premier document français paru est «Les ouvrages en terre armée –Recommandations et règles de l'art» diffusé par la Direction des Routes et de la Circulation routière le 7 mai 1979. La norme française NF P 94-220 paraît en juillet 1992. Elle est partiellement remplacée en juin 1998 par la norme NF P 94-220-0 « Renforcement des sols - Ouvrages en sols renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples ». En juillet 2009 est publiée la norme NF P94-270 intitulée « Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué ». Ce document constitue la norme d'application nationale française de l'Eurocode 7 pour ce qui concerne les ouvrages de soutènement en sol renforcé.

L'étude des massifs en sol renforcé se fait en analysant la stabilité globale, externe, interne et mixte du massif.

La stabilité globale du site est considérée comme un problème de stabilité de pentes, la justification se fait par rapport au glissement.

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement, situé à l'arrière des armatures.

La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base Du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.

La stabilité interne est vérifiée au niveau de chaque lit d'armatures; les efforts des tractions générés dans les armatures doivent être inférieurs à la résistance au frottement d'interface sol/armature et à la résistance en traction de l'armature.

La stabilité mixte concerne la vérification de l'équilibre de toute surface de rupture potentielle recoupant les armatures à l'intérieur du massif renforcé.

11.4. Dispositions constructives générales (pré dimensionnement)

11.4.1. Fiche

Une profondeur d'encastrement, D (figure 19), est habituellement exigée en raison du risque de défaillance locale à proximité du revêtement, de la profondeur du gel et du risque d'affouillement ou de l'érosion à proximité du revêtement. Des valeurs minimales (présentées dans le tableau 2) de la profondeur D ont été recommandé pour les ouvrages en Terre Armée (AASHTO, 2017).

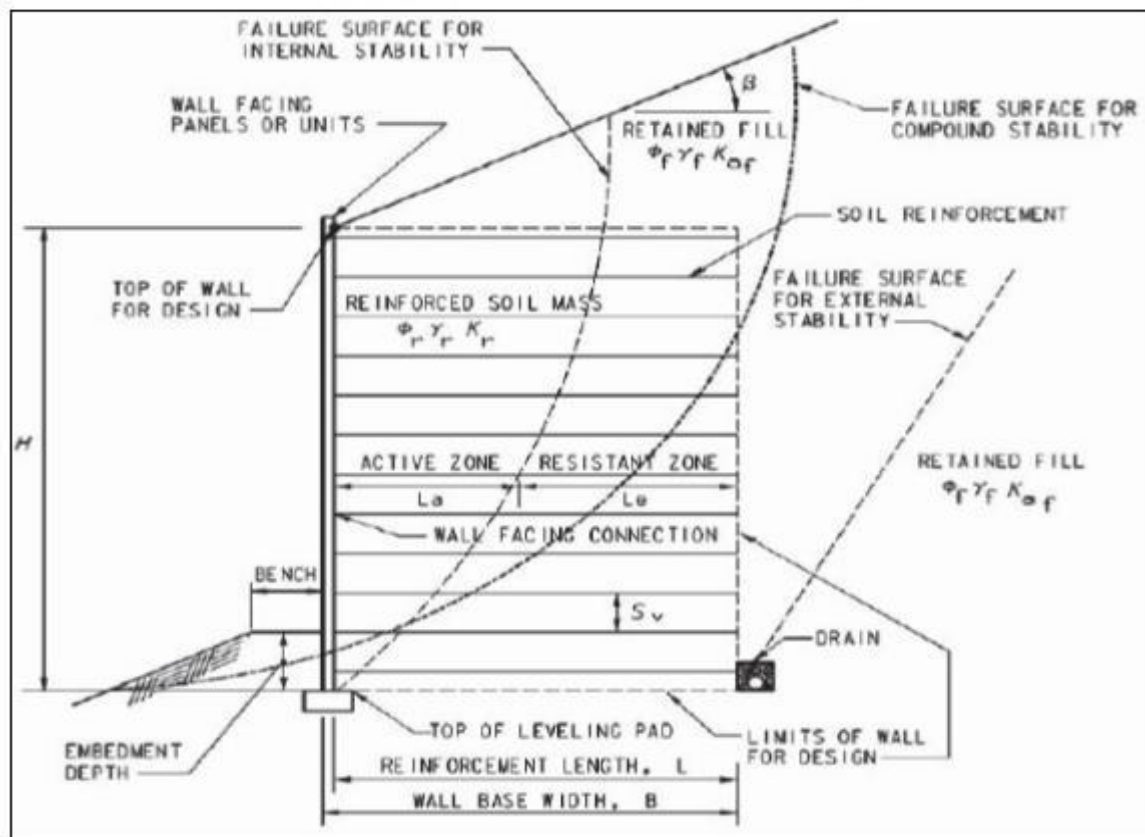


Figure 19: Conception d'un mur en Terre Armée (AASHTO, 2017) [9]

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

Tableau 2: Valeurs minimales recommandé de la fiche D (AASHTO, 2017).

• **Remarque**

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

11.4.2. Espacement des lits de renforcement

Le tableau ci-dessous précise l’espacement relatif des lits en fonction de la longueur du lit inférieur L_{inf} et de la hauteur mécanique.

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

Tableau 3: Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m (ISBTP- conception et calcul des murs de soutènement en TA – 2006).

11.4.3. Longueur des lits de renforcement

La longueur L du renforcement est prise égale au moins à $0.7H$, (H étant la hauteur du Parement). Cette longueur doit enfin être augmentée en cas de surcharges sur le sol amont ou en présence d’un sol mou sous la fondation. $L_{min} = 0.7 H$ La longueur des différents lits de renforcement est fixée par le respect des conditions de stabilités externe et interne et par des considérations géométriques visant à conserver à la section du massif armé l’aspect d’un bloc de forme régulière.

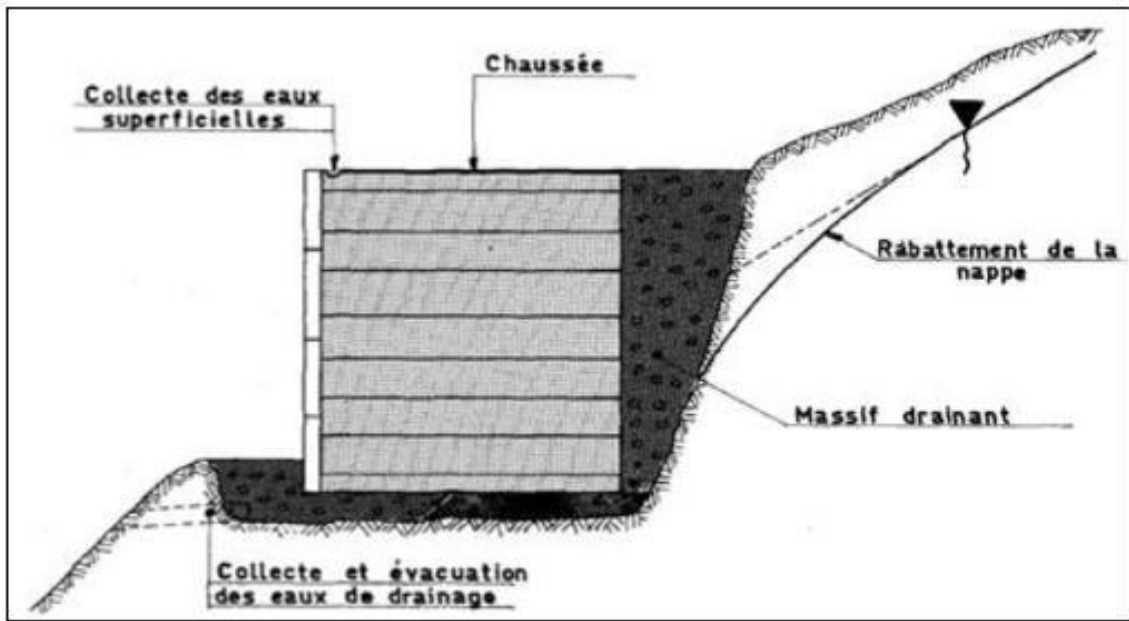


Figure 20: Dispositif de drainage autour d'un mur en terre armée (Ouvrages en TA Recommandations et règles de l'art SETRA .1979)

11.5. Principe de fonctionnement

11.5.1. Fonctionnement interne

Le fonctionnement repose sur l'existence du frottement entre les armatures et le sol: le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse. Celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées (figures 21 et 22).

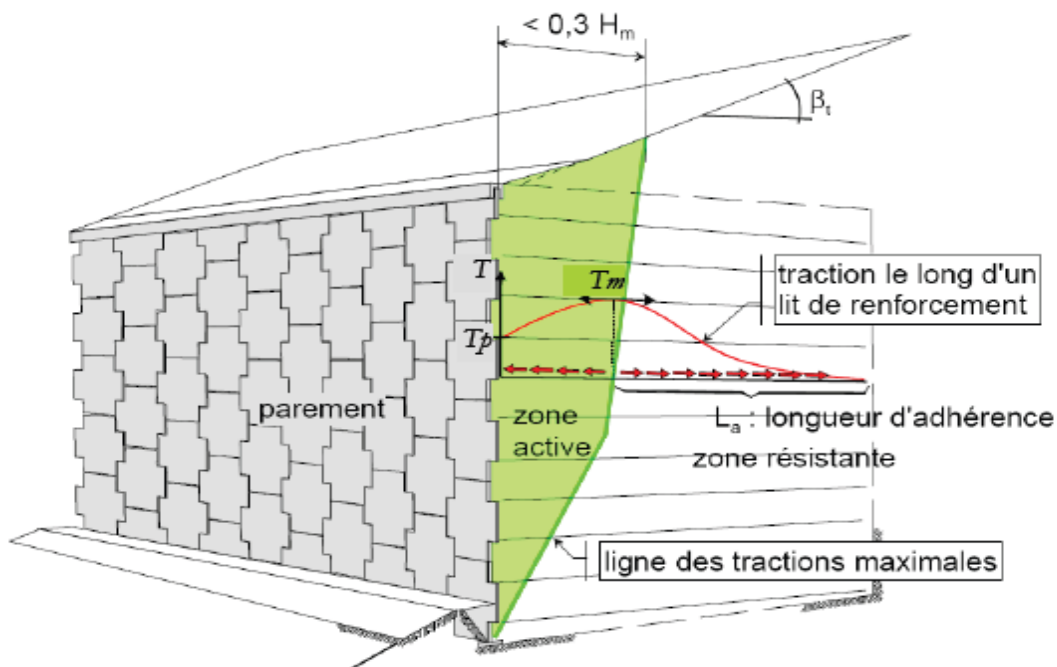


Figure 21: Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Reiffsteck, 2007).

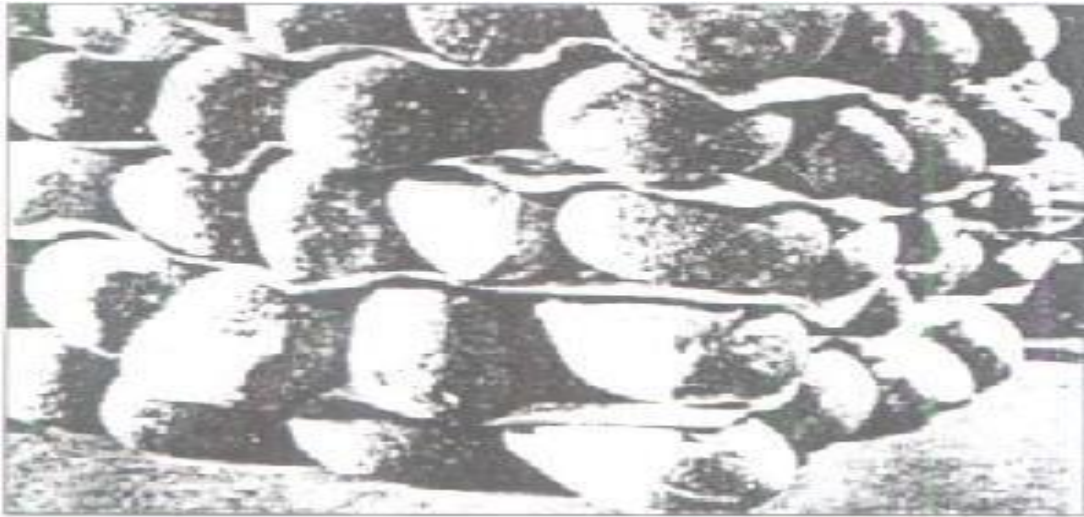


Figure 22 : Illustration de la structure du sol renforcé par armatures (Vidal, 1966)

Le massif est donc constitué de deux zones (Figure 23):

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

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

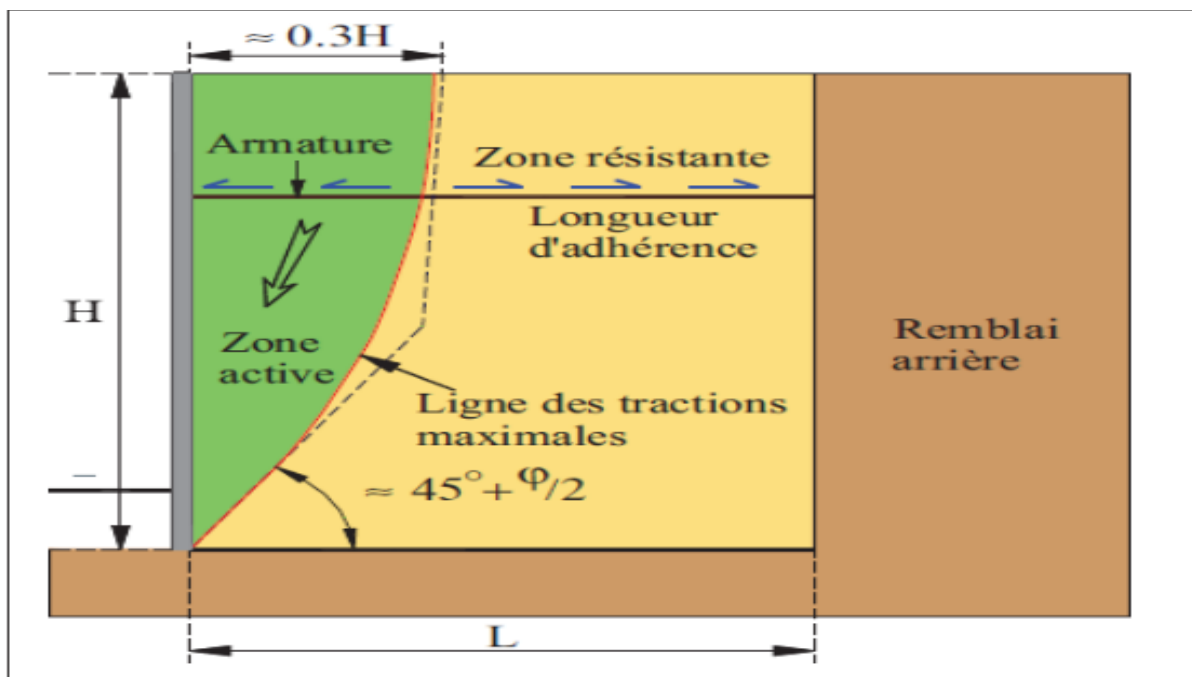


Figure 23 : Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé (LCPC 2003).

11.5.2. Fonctionnement externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids. Le massif renforcé peut être considéré comme un corps pesant indéformable, subissant les actions volumiques (poids, déjaugage et inertie en cas d'accélération sismique) ainsi que les actions externes appliquées (surcharges diverses, poussée des terres à l'arrière du massif). Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité par rapport à l'axe du remblai figure 24. La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble.

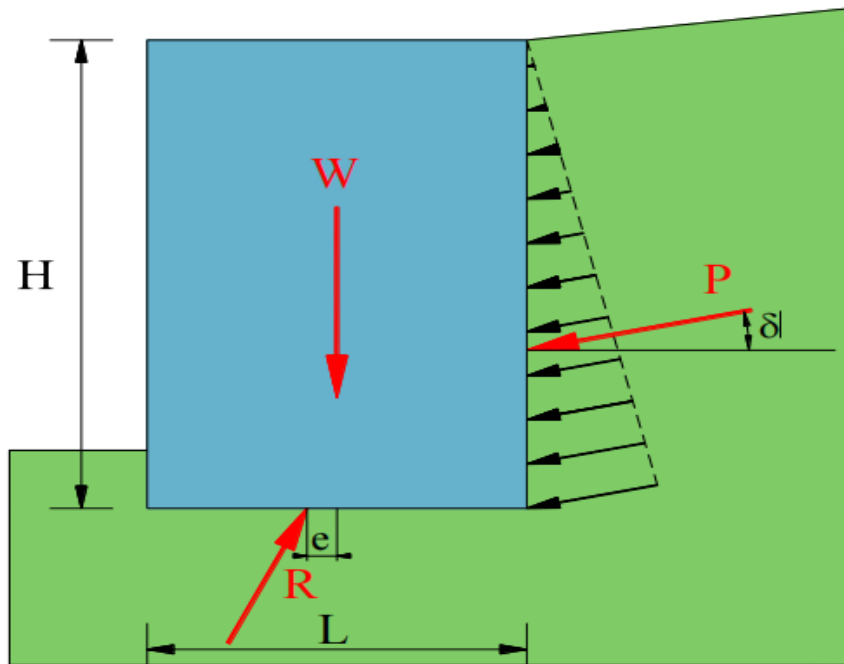


Figure 24 : Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003].

11.6. Modes de rupture

11.6.1. Ruptures dues à la Stabilité externe

L'effondrement dû à la stabilité externe peut se produire de 4 manières différentes dans les murs de soutènement en sol renforcé suivant les indications de la figure 25.

Ils sont :

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

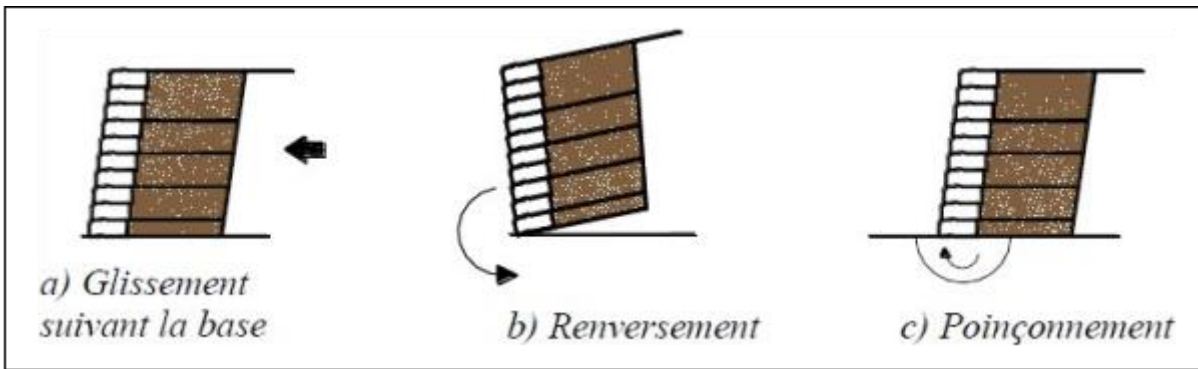


Figure 25: Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé.

11.6.2. Ruptures dues à la Stabilité interne

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

- Rupture en traction des armatures si la résistance des armatures est Insuffisante (figure .26 .a)
- Arrachement des armatures si la résistance à arrachement des armatures est Insuffisante (figure 26 .b)
- Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (figure 8 .c).

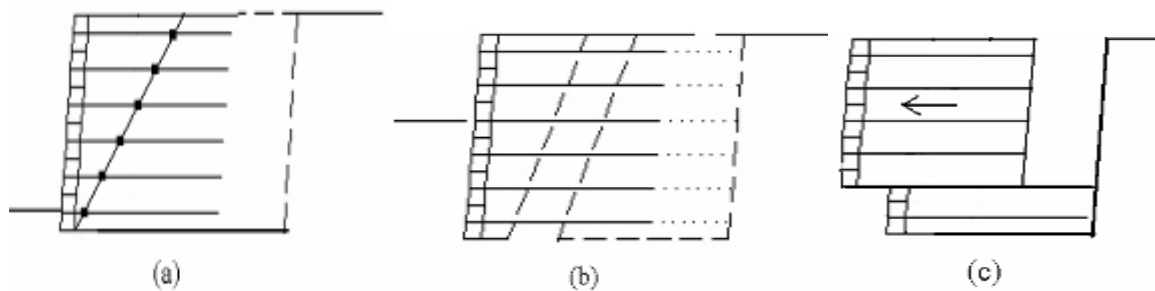


Figure 26 : Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé.

11.6.3. Ruptures dues à la Stabilité du parement

Il est possible d'observer des effondrements du parement si les éléments de revêtement ne sont pas conçus correctement ou les joints entre les renforts et les éléments de revêtement ne sont pas suffisants, Les différents modes de ruine sont montrés dans la (figure 27).

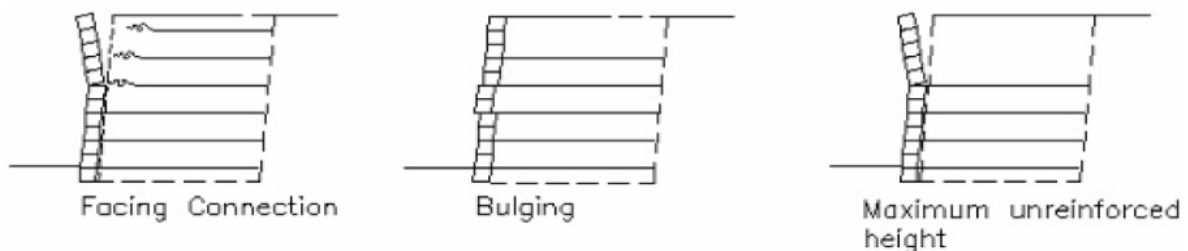


Figure 27: Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé.

11.7. Dimensionnement

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

11.7.1. Détermination de la ligne des tractions maximales

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en sol renforcé, a montré qu'un effort de traction maximum, T_m , est mesuré en un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur (figure 28 et 29.) L'ensemble de ces points forment une courbe, appelée ligne des tractions.

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

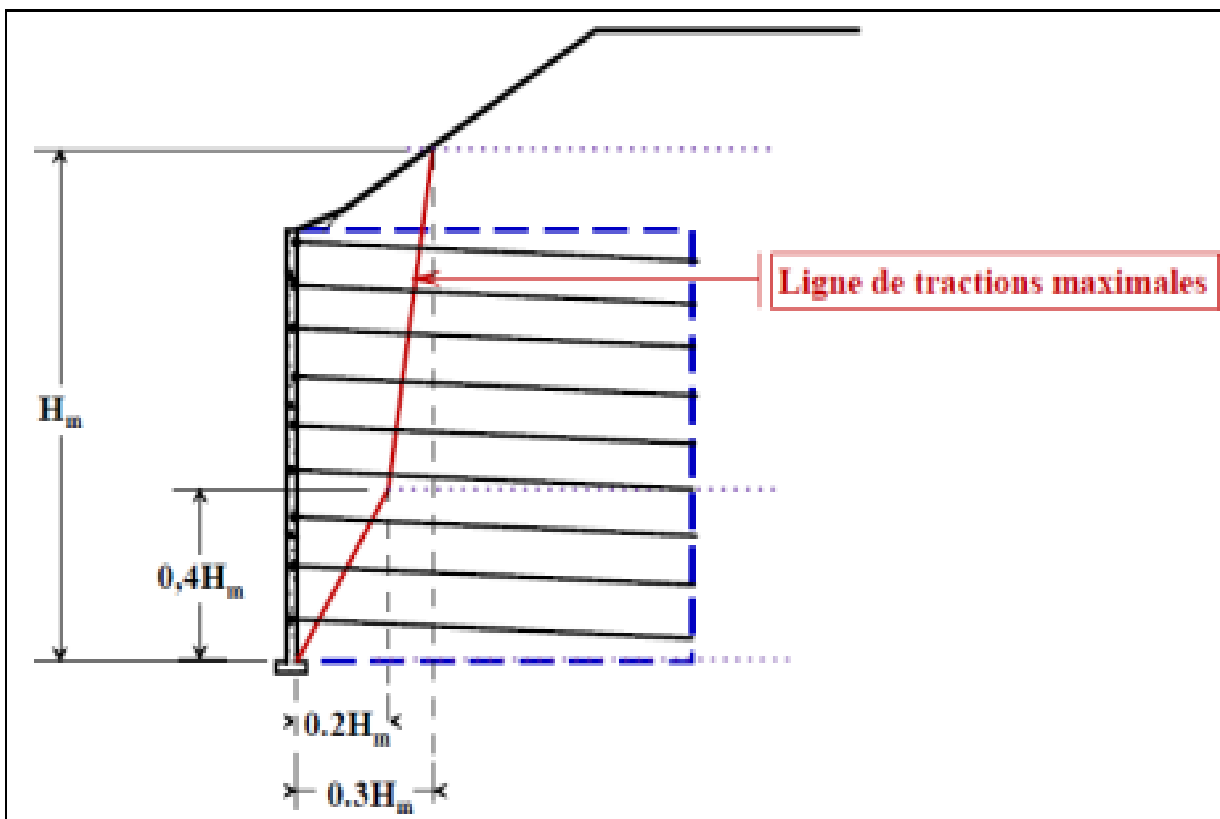


Figure28:Position de la ligne des tractions maximales des murs en terre armée

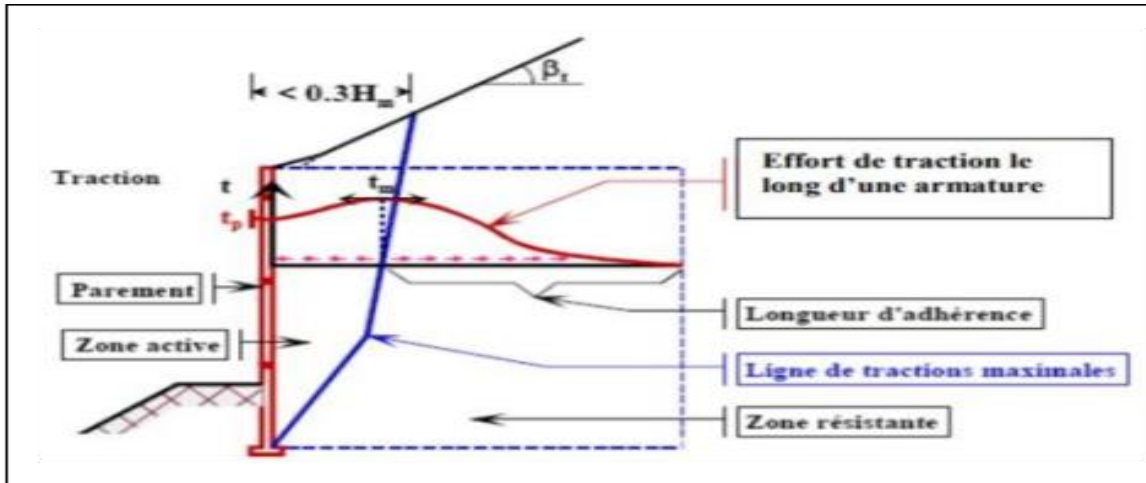


Figure 29: Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé.

11.7.2. Détermination de l'effort de traction maximal (T_m)

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

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

Avec:

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

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

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq}$$

11.7.3. Détermination des efforts au parement T_p

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

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

α_i varie suivant la flexibilité du parement [NF P94-270, 2009] ;

$\alpha_i = 0.75$ pour les systèmes de parement flexible ;

$\alpha_i = 0.85$ pour les systèmes de parement semi-flexibles ;

$\alpha_i = 1.00$ pour les systèmes de parement rigides.

Pour les murs en sol renforcé avec des écaillés en béton armé, α_i vaut 0.85 entre 0 et $0.6H_m$ et évolue de 0.85 à 1 entre $0.6H_m$ et la base du mur (H_m correspond à la hauteur totale du mur) (figure 30).

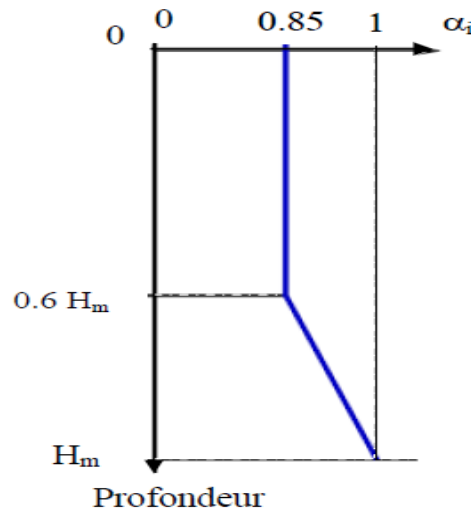


Figure 30: Variation de α_i en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton [Abdelouhab, 2010]

CALCUL DE COEFFICIENT K :

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

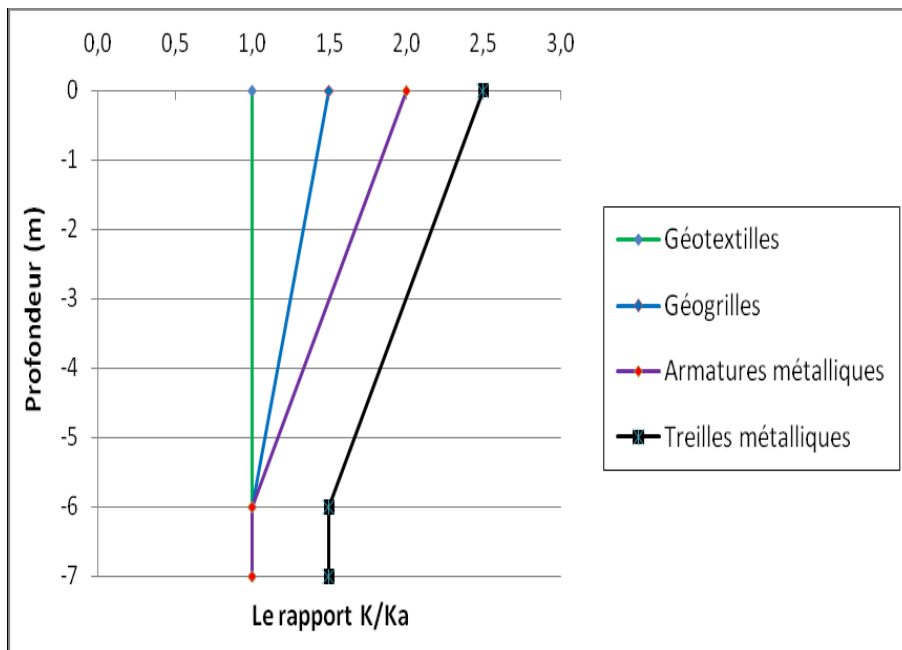


Figure 31: Variation de K en fonction de l’extensibilité du renforcement.

L’effort de frottement r_f mobilisable par mètre de parement dans le lit de Pour les renforcements métalliques, fait varier linéairement K de $1,6 K_a$ pour $(z=0)$ à K_a au de $z_0 = 6m$. [Selon La norme française].

11.7.4. Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement

Renforcement se calcule suivant la formule (NF P94-270):

$$r_f = 2N \times b \times L_a \times f^* \times \sigma_v$$

Avec:

N: nombre d'armatures par mètre de parement

b: largeur de l'armature

L_a: longueur d'adhérence dans la zone résistante

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

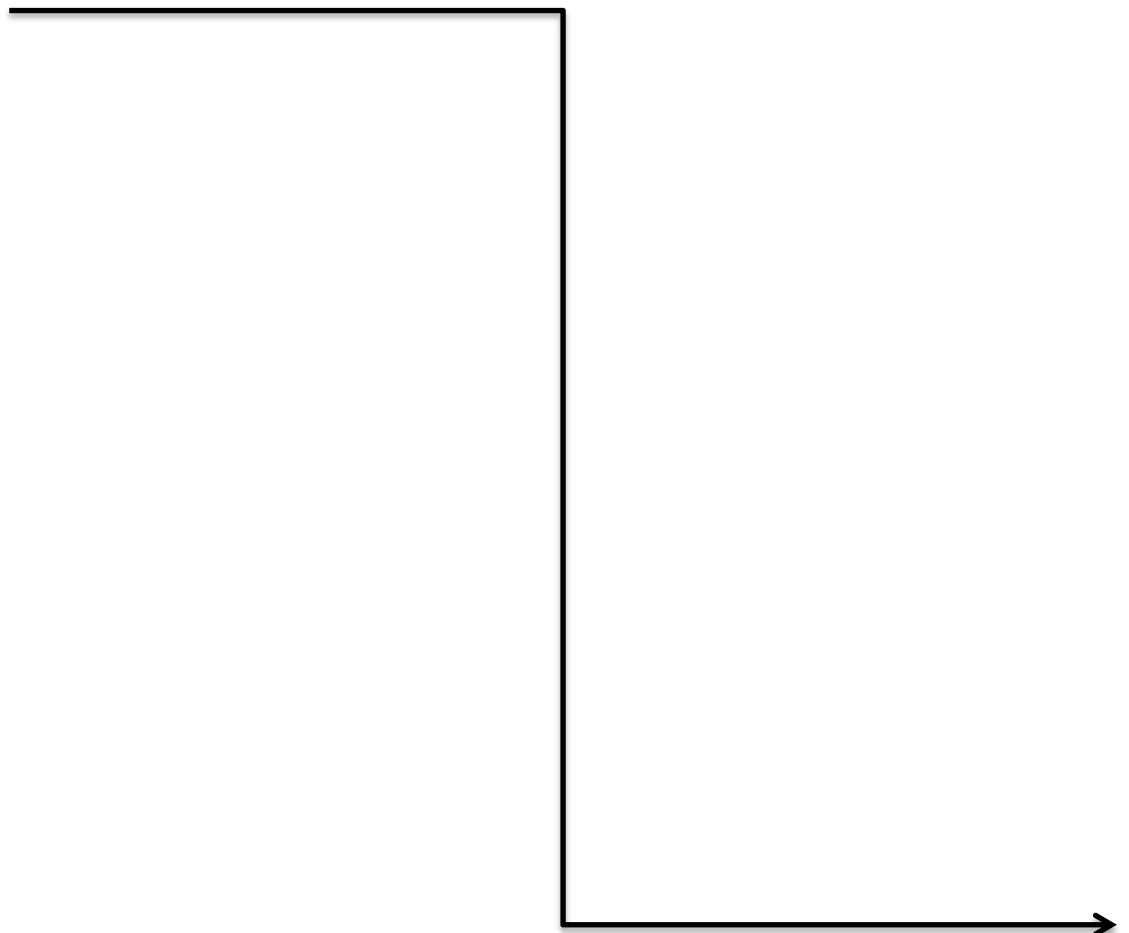
f* : coefficient de frottement apparent au niveau considéré Cette application pour développe une étude analytique de la stabilité d'un mur de soutènement en terre armée renforcé par des armatures métalliques (vérification pour armatures H.A et lisses), où on a pu mettre en pratique et en évidence les bases de conception et de calcul différents types Nous avons détaillé les principaux composants et les méthodes de calcul. Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de génie civil et de la géotechnique grâce à leur perfore.

11.8. Conclusion

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

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

CHAPITRE 03
PRÉSENTATION DU LOGICIEL EN ÉLÉMENTS
FINIS PLAXIS



1. Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des problèmes géotechniques de plus en plus complexes soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour l'exécution de ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Parmi ces méthodes, celle aux éléments finis. Elle se considère la plus performante vu son grand champ d'application. Afin de pouvoir manipuler avec le code Plaxis qui se base sur la méthode aux éléments finis, nous allons commencer ce chapitre par une description des modèles Rencontrés.

2. Technique de base de la méthode des éléments finis (MEF)

2.1. Description de la MEF

Sans s'approfondir dans son monde, on peut mentionner que la MEF est une technique pour trouver des solutions numériques approximatives pour les équations différentielles partielles ainsi que pour les équations intégrales. Cela peut se faire en éliminant complètement les équations différentielles ou en les rendant aux équations différentielles ordinaires qui peuvent être résolues par d'autres techniques (méthode d'Euler, etc.). Le concept de base dans la méthode des éléments finis consiste à diviser un modèle compliqué en un nombre fini d'éléments pour lesquels les déformations et les contraintes peuvent être résolues numériquement. Ces éléments sont alors connectés par des nœuds, à chaque nœud, existe un ou plusieurs degrés de liberté où la quantité de fonctions est décrite. En résolvant es valeurs aux nœuds, on peut calculer les déplacements et les contraintes dans chaque élément [Ottosen et Petersson, 1992].

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équation algébrique. Elle fait appel aux trois domaines suivants :

- Sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles ;
- Méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques ;
- Programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs sur l'ordinateur.

2.2. Signalisation d'un élément fini

Le signalement d'un élément fini comprend les points suivants :

a. la géométrie

Un élément fini peut être 1D, 2D, 3D. Sa forme est simple (segment de droite ou de courbe, triangle ou quadrilatère, tétraèdre prisme hexaèdre) ;

PLAXIS:

b. le matériau

Le matériau de l'élément est défini par une loi de comportement (loi de Hooke isotrope et ses propriétés mécaniques E et ν) ;

c. les nœuds

Ils définissent la géométrie et assurent la connections des éléments ;

d. les degrés de liberté

Pour tout élément fini, on doit faire le choix du champ de déplacement ;

e. les forces nodales

À travers des nœuds transitent des forces associées aux degrés de liberté. Les unes sont des réactions internes, les autres sont des forces dues aux charges appliquées à l'élément.

3. Présentation de PLAXIS

Le logiciel Plaxis est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publique et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code en éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001. [10] Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier. PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

4. Les sous-programmes de plaxis

❖ Le programme d'entrée de données (Input)



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

❖ Le programme de calcul (Calculations)



PLAXIS:

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

❖ Le programme de résultats (Output)

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

❖ Le programme courbe (Curves)

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

5. Types de calcul dans PLAXIS

Il existe, comme mentionné précédemment, trois types de calcul à choisir entre PLAXIS ; Calcul en plastique, analyse de consolidation et la réduction (ϕ/C).

5.1. Calcul en plastique

Un calcul en plastique peut être sélectionné lorsque l'utilisateur s'intéresse à une analyse de Déformation élasto-plastique dans laquelle il n'est pas essentiel de prendre en compte l'ampleur des surpressions excédentaires avec le temps. Un calcul en plastique ne prend pas compte des effets de temps. Un calcul en plastique peut également être utilisé avec des sols doux, mais l'historique de chargement et la consolidation ne peuvent pas être suivis.

5.2. Analyse de consolidation

L'analyse de consolidation devrait être utilisée lorsqu'il est intéressant de suivre le développement de pression excessive des pores avec le temps dans les sols doux.

5.3. Analyse de la réduction ϕ/C

La réduction, ϕ/C , est une analyse de sécurité dans PLAXIS qui est souhaitée lorsque la situation dans le problème nécessite un calcul du facteur de sécurité. Une analyse de sécurité peut être effectuée après chaque phase de calcul individuelle, mais il est recommandé d'utiliser une analyse de sécurité à la fin, lorsque toutes les phases de calcul ont été définies. En particulier, il n'est pas conseillé de commencer le calcul avec une analyse de sécurité comme condition de départ pour une autre phase de calcul, car cela se terminera en cas d'échec [Brinkgreve *et al.* 2006]. La

PLAXIS:

réalisation d'une modélisation avec Plaxis se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- Utilisation du préprocesseur « Plaxis Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- Lancement du code de calcul éléments finis « PlaxisCalculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- Utilisation de post-processeur « Plaxiscurve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes, . . . etc.)

6. Lois de comportement utilisées dans PLAXIS

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

-Modèle élastique linéaire.

-Modèle de Mohr-Coulomb(MC).

Modèle de sol avec écrouissage (HardeningSoilModel-HSM).

-Modèle pour les roches fracturées (jointedrockmodel).

-Modèle pour sols mous (SofSoilModel-SSM).

-Modèle pour sols mous avec effet du temps (Sof soit Creep Model-SSCM). [1112]

6.1. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (par exemple le cas du parement en bloc en béton). [12] Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson. L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu = 0,5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pression métriques. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations:

$$E = 2G (1+\nu)$$

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

6.2. Modèle de mohr-coulomb

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

6.3. Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G max mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module Nécessite des 45 essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture figure 1.

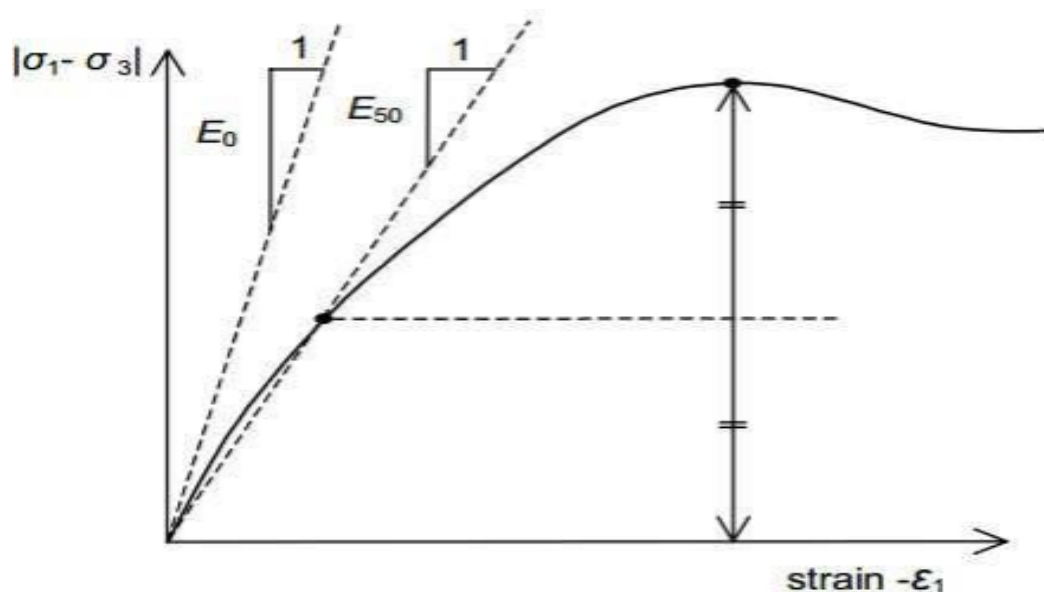


Figure 1: Définition de E_0 et de E_{50} . [11]

CHAPITRE 03: PRÉSENTATION DU LOGICIEL EN ÉLÉMENTS FINIS

PLAXIS:

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

- Le coefficient de poisson

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

- La cohésion

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

- L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la Contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de Frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. O attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs. Il peut être avisé de 46 commencer des calculs avec les valeurs raisonnables d'angle de frottement ϕ (à volume constant, au palier).

- Angle de dilatance

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

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

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

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

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

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

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

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

Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données. Le modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, est le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

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

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et ϕ Respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure2).

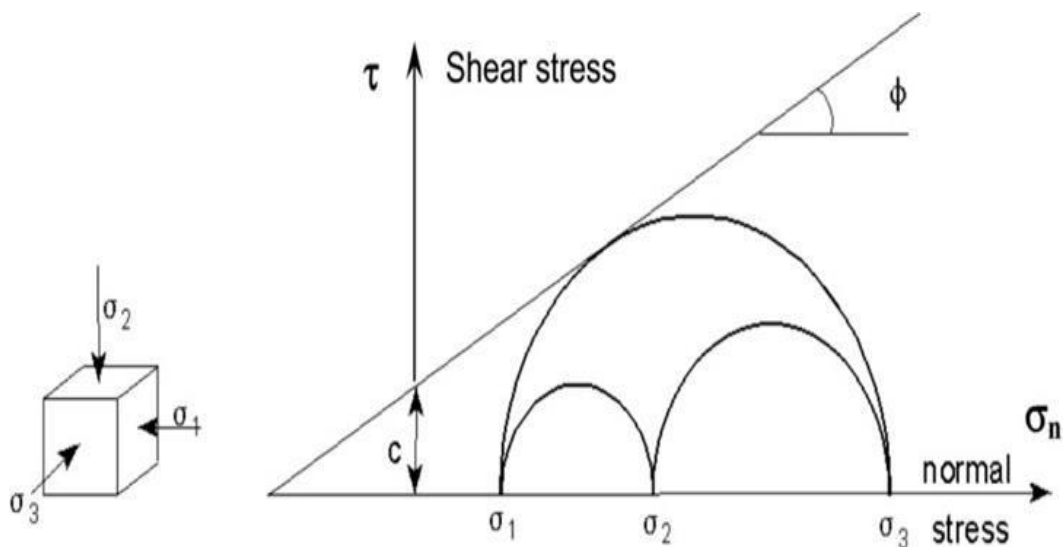


Figure 2 : Cercles de contrainte à la rupture ; l'un d'entre eux touche L'enveloppe de Coulomb. [11]

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

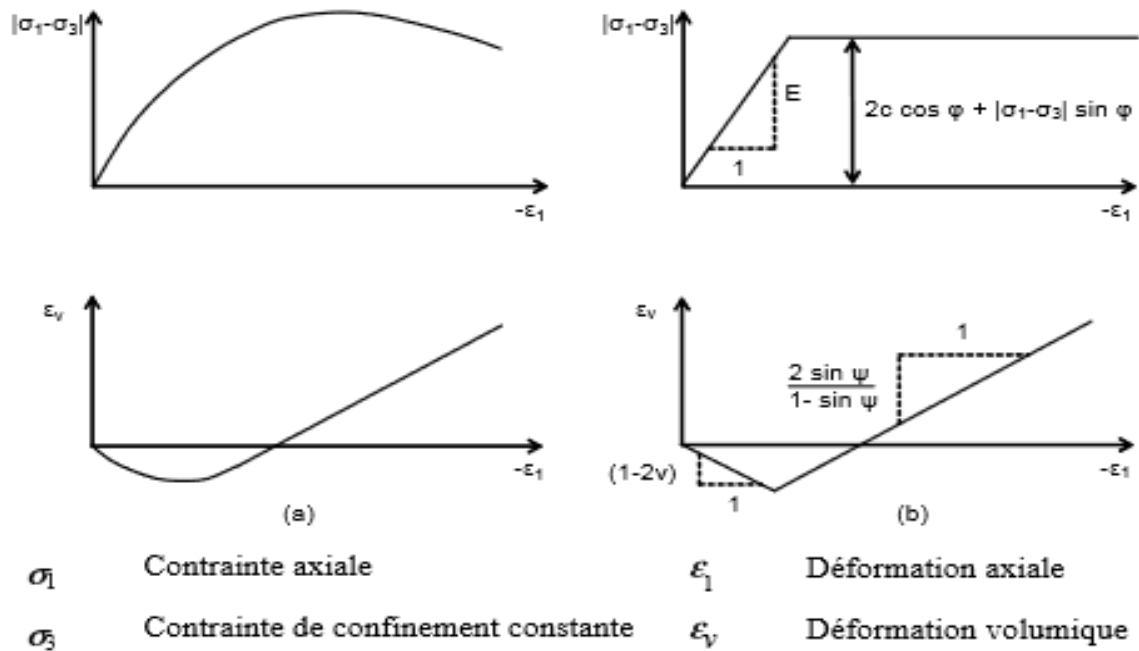


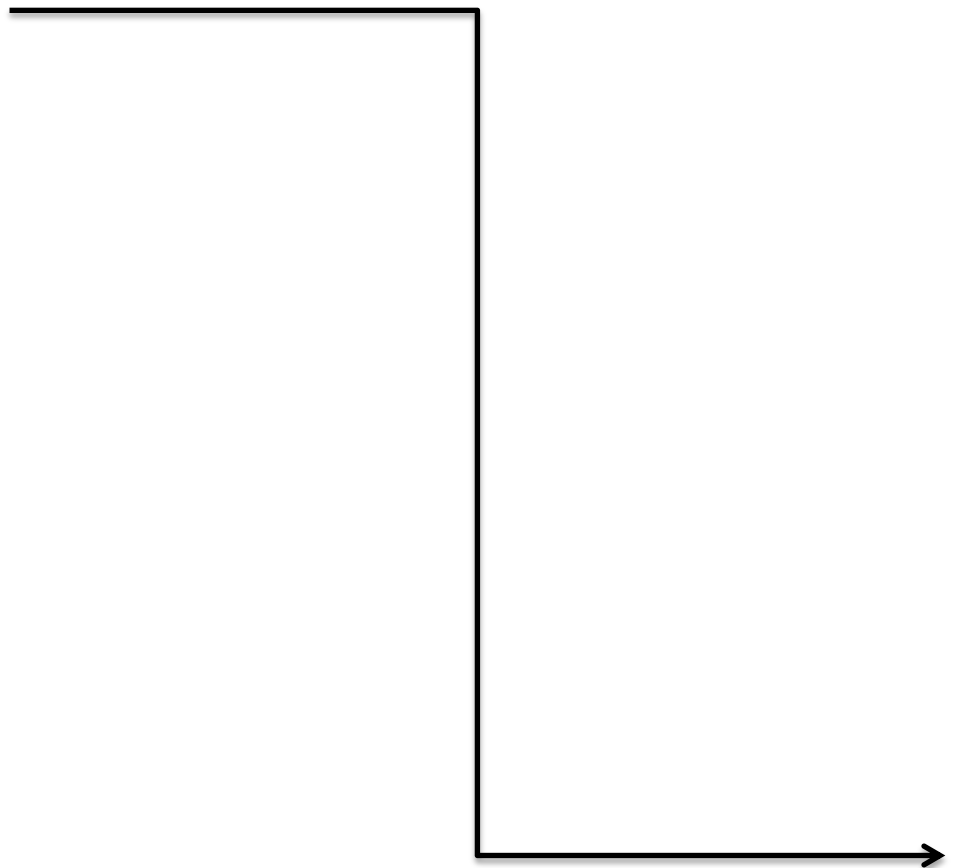
Figure 3: Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique.

7. Conclusion

Ce rapide tour horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique. La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, Mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques.

CHAPITRE 04

ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE-ETUDE D'UN CAS



CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

1. Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau.

2. Etude d'un cas réel d'Oran

2.1. Présentation de la wilaya d'Oran

Oran, (en arabe : وهران, wahran) surnom « la radiuse ELBAHIA », est la deuxième ville d'Algérie, c'est une ville portuaire de la Méditerranée, située au nord-ouest de l'Algérie, à 432 km de la capitale Alger, et le chef-lieu de la wilaya du même nom, en bordure du golfe d'Oran. Cette wilaya a su préserver son identité tout en s'imprégnant de l'influence de ses occupants successifs.



Figure 4.1 : Prestation De La Wilaya D'Oran.

2.2. Objectifs du projet

Le développement socioéconomique très remarquable de la région ouest du pays et sa demande accrue en matière de transport durant les dernières années d'une part et les perspectives de développement global de l'Algérie dans un avenir proche, les autorités ont élaborés un programme de développement immédiat des infrastructures de la wilaya d'Oran qui constitue une plus qu'une priorité au vu de la concentration de la demande de transport. C'est dans ce cadre que les services de la direction des travaux publics d'Oran ont engagé une étude d'une infrastructure qui doit principalement offrir un bon niveau de service, en adéquation avec les objectifs définis par le plan directeur d'aménagement d'Oran.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

L'aménagement de cette section autoroutière s'inscrit aussi dans le principe de développement projeté dans le schéma directeur routier national (SDRN).

La 2^{ème} rocade sud d'Oran, section Belgaid-El Kerma présente les caractéristiques d'une autoroute de liaison, permettant de relier la partie EST de la région à sa partie OUEST, en assurant la desserte des principales agglomérations telles que SIDI EL BACHIR, HASSI BOUNIF, SIDI CHAHMI et EL KERMA.

- Réponse aux besoins de confort et de sécurité dans le déplacement.
- Développement et extension du réseau.
- Amélioration de la sécurité et du confort de l'utilisateur.
- Réduction du temps de parcours.
- Accroissement de l'efficacité économique du système de transport de la région

2.3. Objectifs de l'étude

Le but de cette étude est de fournir une description complète de l'étude d'avant-projet détaillée (APD) de la section entre BELGAID et EL KERMA, qui fait partie de la 2^{ème} rocade sud d'Oran, en tenant compte des contraintes d'ordre urbanistiques ou environnementales dans le couloir où s'inscrira le projet.

Elle a donc pour objectifs principaux :

- ✓ L'identification des contraintes permettant surtout d'assurer la cohérence entre les interfaces de la route avec son environnement (échanges, accès, agglomération,...etc.) d'une part et les principales caractéristiques de l'aménagement d'autre part. Cette cohérence est particulièrement importante pour la sécurité.
- ✓ L'identification des segments où il existe des points durs susceptibles de compromettre la réalisation ou d'en allonger les délais. risquent d'entraîner une majoration du coût du projet.

3. Application du cas

Cette application développe une étude analytique de la stabilité d'un mur de soutènement enterré armé renforcé par des armatures métalliques (vérification pour armatures H.A et lisses), où on a pu mettre en pratique et en évidence les bases de conception et de calcul.

4. Description du cas de référence

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

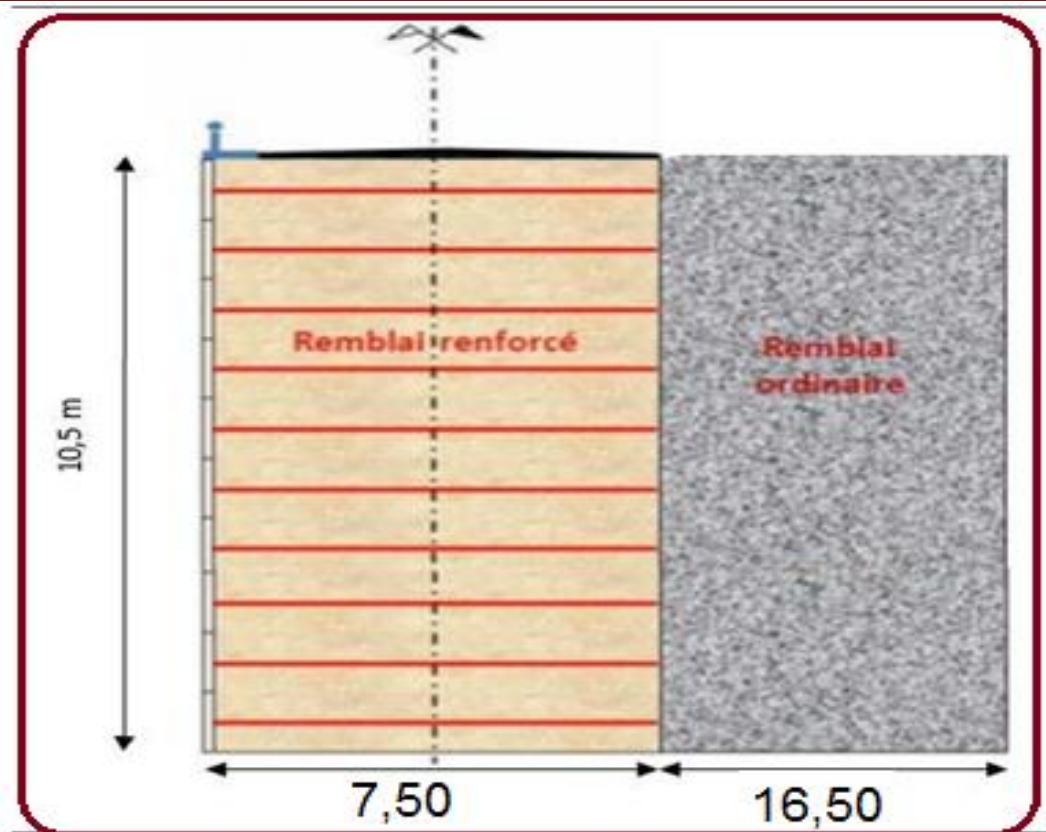


Figure 4.2: Géométrie du modèle.

5. Calcul analytique

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

Donnés :

-Sol renforcé

$$\gamma = 21.8 \text{ kN/m}^3 \text{ et } \varphi = 36^\circ . C = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

-Sol de fondation

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ et } \varphi = 30^\circ . C = 20 \text{ kN/m}^2$$

-Sol remblai

$$\gamma = 20.8 \text{ kN/m}^3 \text{ et } \varphi = 36^\circ . C = 3 \text{ kN/m}^2$$

3.1. Calcul des contraintes

3.1.1. Calcul des contraintes verticales

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{36}{2} \right) = 0.238$$

$$K_a = 0.238$$

$$\text{Pour } Z_1 = 0.375 \text{ m } . L = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{v1} = \gamma_{\text{unsat}} \times Z_1 = 21.8 \times 0.375 = 8.17 \text{ kN/m}$$

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

3.1.2. Calcul des contraintes horizontales

$$\sigma_{h1} = \sigma_{v1} \times Ka = 8.17 \times 0.238 = 1.92 \text{ KN/m}$$

Ci-dessous qui regroupe tous les résultats en fonction de la profondeur Z :

Tableau 4.1: Variation des contraintes en fonction de z.

Numéro de lit d'armature	Profondeur Z (m)	Contraintes verticales (KN/m)	Contraintes horizontales (KN/m)
1	0.375	8.17	1.92
2	1.125	24.52	5.83
3	1.875	40.87	9.72
4	2.625	57.22	13.61
5	3.375	73.57	17.50
6	4.125	89.72	21.35
7	4.875	106.27	25.29
8	5.625	122.62	29.18
9	6.375	138.97	33.07
10	7.125	155.32	36.96
11	7.875	171.67	40.85
12	8.625	188.02	44.74
13	9.375	204.37	48.64
14	10.125	220.72	52.53

3.1.3. Calcul de poussé de terre

$$Pa = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times Ka$$

$$Ka = 1 \times \frac{1 - \sqrt{1 - \cos^2 36}}{1 + \sqrt{1 - \cos^2 36}} = 0.291$$

$$Pa = \frac{1}{2} \times 20.8 \times 10.5^2 \times 0.291 = 333.66 \text{ KN/m}^2$$

$$Pa = 333.66 \text{ KN/m}$$

3.1.4. Calcul de l'effort de traction maximum Tmax

$$T_{\max} = s_v \cdot \sigma_h$$

Avec

s_v : l'espacement entre les lits de renforcement est égal 0.75m ;

Donc

$$T_{\max} = 0.75 \times 52.53 = 39.39 \text{ KN/m}$$

$$T_{\max 1} = 39.39 \text{ KN/m}$$

6. Simulation numérique

6.1. Présentation du modèle numérique

La simulation de notre projet sera modélisée par un modèle géométrique 2D. Il fait de 7,5m de largeur sur une hauteur de 10,5 m. Le modèle est présenté dans la figure 4.3.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

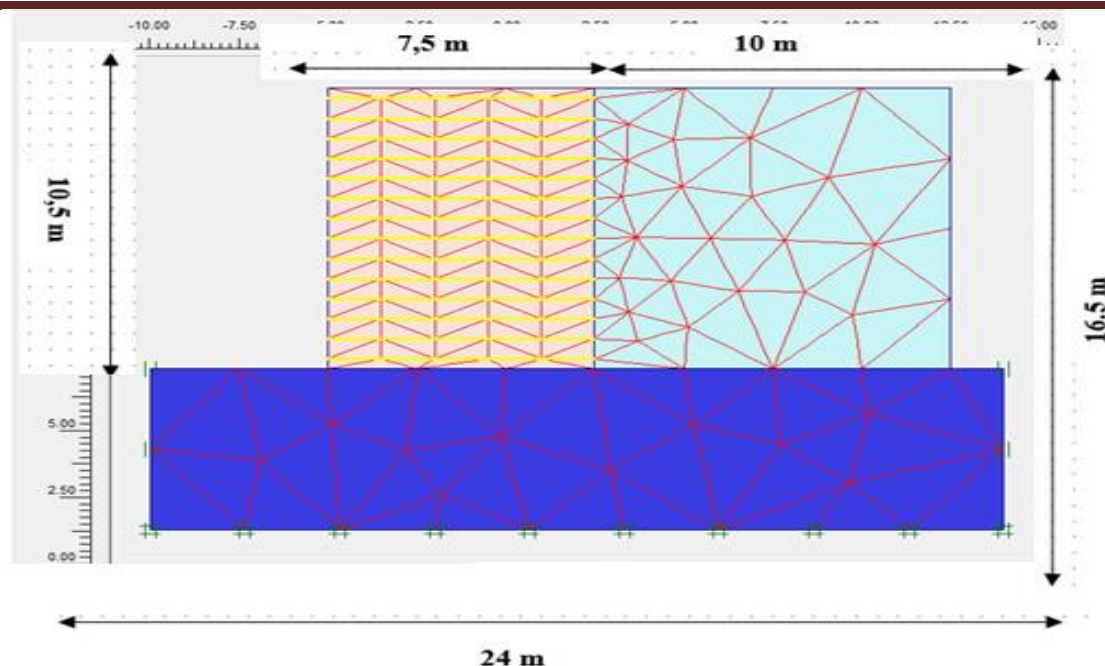


Figure 4.3: Géométrie d'un mur en terre armée (cas de référence).

6.2. Données et paramètres de l'étude

Les blocs modulaires ont été modélisés comme des matériaux homogènes en utilisant un modèle de comportement élastoplastiques de Mohr-Coulomb. La géogridde a été modélisé en utilisant des éléments élastiques. Les géogriddes ont été insérés horizontalement dans les blocs modulaires pour représenter le raccordement (voir figure 4.4).

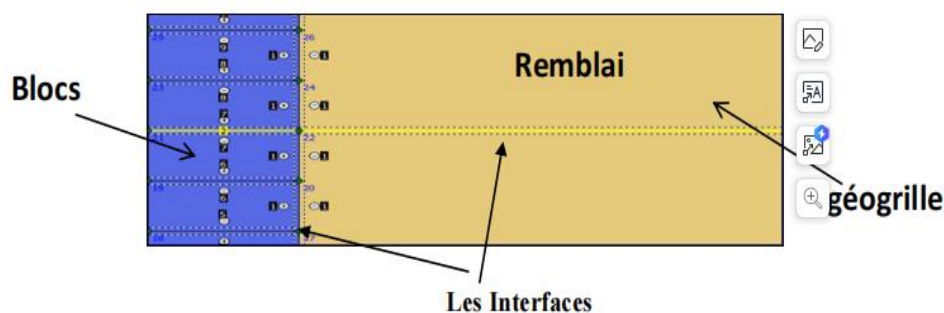


Figure 4.4 : Blocs modulaires et connexion géogridde.

6.3. Caractéristiques des matériaux

6.3.1. Propriétés du sol

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

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

l'angle de dilatance). Les données des sols affectés dans le logiciel PLAXIS sont représentées (Tableau 4.2) :

Tableau 4.2 : Caractéristiques géotechniques du sol.

Paramètres du sol	Sol renforcé	Remblai général	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr Coulom	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Module d'Young E [KN/m ²]	30000	30000	30000
Coefficient de poisson ν	0.3	0.3	0.3
Masse volumique sec γ [kN/mt]	21.8	20.8	18
Masse volumique saturé γ_{sat} [kN/mt]	22.5	21.8	19
Angle de frottement ϕ (°)	36	36	30
Cohésion C	0.5	3	20

6.3.2. Le parement

Le parement de mur est construit avec sept écailles pour réaliser un mur de 10.5 m de hauteur. Les écailles sont tirés d'une étude précédente, ayant une section droite de 1.50 m de côté, d'épaisseur 0.14 m et de poids volumique $\gamma=25$ KN/m², sont modélisés en utilisant des éléments poutres représentés par l'objet « Plate » dans le code de calcul PLAXIS 2D, les poutres sont reliées verticalement, par des rotules afin de reproduire la flexibilité d'un mur réel.

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

$$EA = 25 \times 10^6 \times (0.14 \times 1) = 3.5 \times 10^6 \text{ KN/m}^2.$$

$$EI = 25 \times 10^6 \times \frac{0.14^3 \times 1}{12} = 5716 \text{ KN/m}^2/\text{m} .$$

$$W = 25 \times 0.14 = 3.5 \text{ KN/m}^2/\text{m}.$$

On présente ces caractéristiques dans le tableau suivant :

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

Tableau 4.3: Caractéristiques du parement du mur

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

6.3.3. Les renforcements

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

Tableau 4.4 : Caractéristiques des armatures métalliques.

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

Les armatures sont modélisés à l'aide d'un élément linéaire appeler géogridle « geogrid » sur PLAXIS, qui peuvent supporter les forces de traction mais ne peuvent pas supporter les forces de compression. La seule caractéristique requise pour modéliser les armatures est la rigidité axiale par bande. Sur les base des données présentées dans le tableau 3 ; la rigidité axiale par bande est de $EA = 4 \times 10^4$ KN/m Afin de modéliser les bandes en déformation plane une approximation doit être

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

faite. Plus précisément des bandes discrètes (dans la direction hors du plan sont situées à une distance de $S_v = 0.75$ m les uns des autres) sont remplacées par une plaque étendue sur toute la largeur.

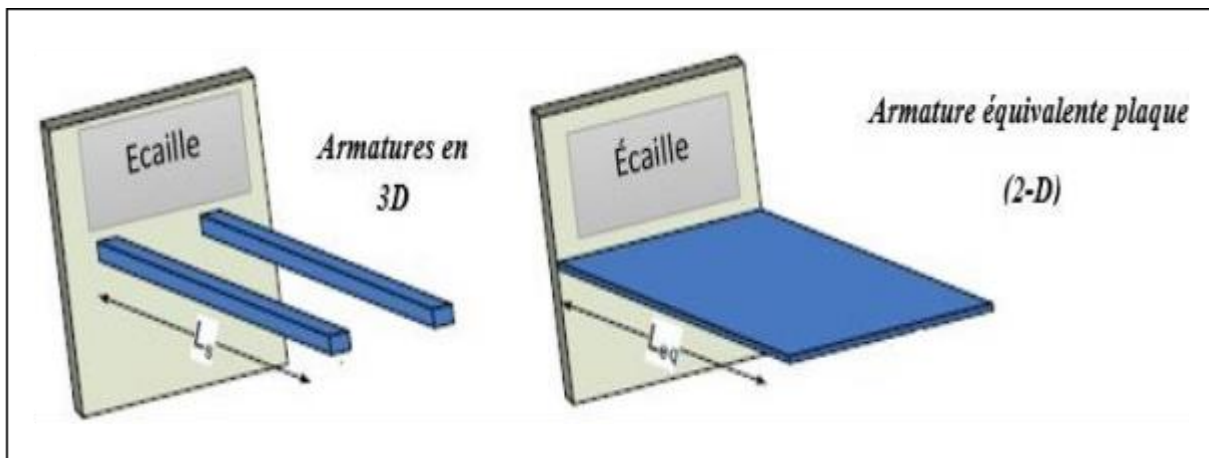


Figure 4.5: Modélisation des armatures en conditions 2D.

6.3.4. Les interfaces

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

6.3.5. Longrines de niveau

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

7. Présentation et validation de l'étude

7.1. Saisie des données

Dans la première étape : le modèle Plane Strain et l'élément à 15 nœuds ont été choisis dans le « General settings » et les dimensions géométriques de la fenêtre figures 4.6 et 4.7.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

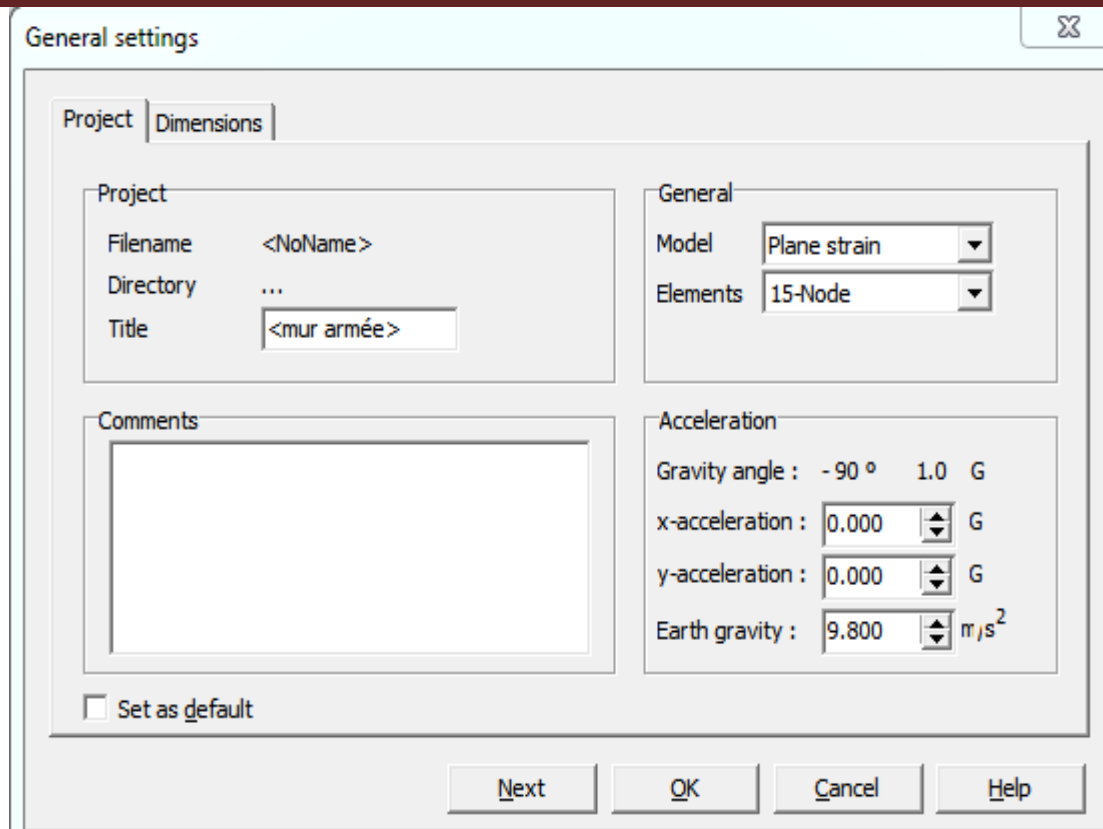


Figure 4.6: Menu « General settings ».

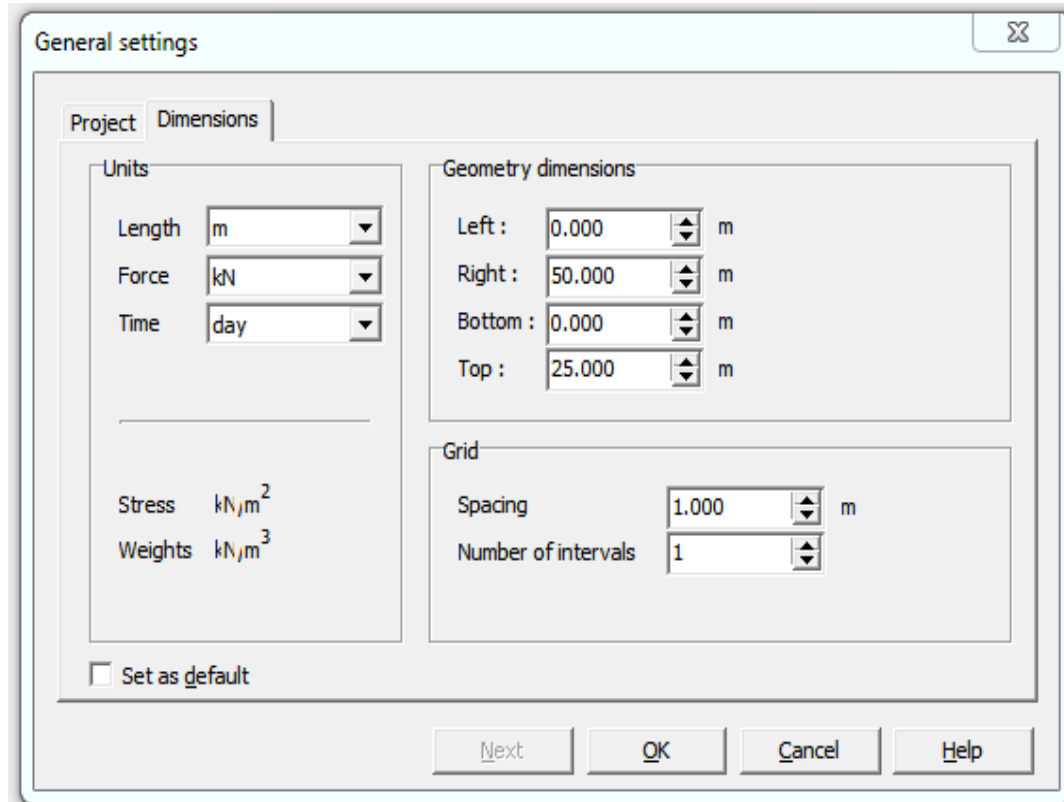


Figure 4.7: fenêtre pour les dimensions géométriques.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

7.2. Les conditions aux limites

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

7.3. Génération du maillage

Le maillage est généré en 2D dans un plan (OXY). Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre structure est constitué 364 d'éléments et 3627 de nœuds. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 4368 Points. On règle la finesse du maillage sur « Fine » (figure 4.8).

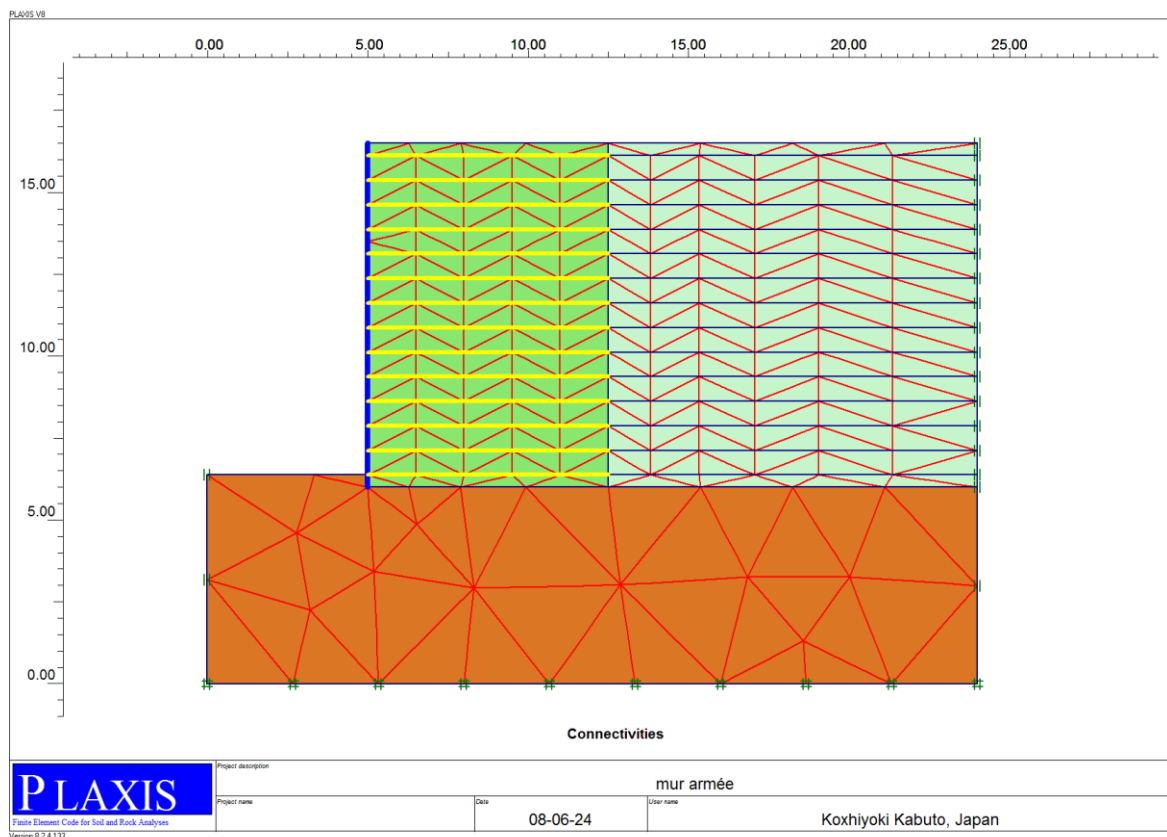


Figure 4.8: Maillage du modèle.

7.4. Les conditions initiales

Dans ce modèle il n'y pas le niveau de la nappe phréatique (l'introduction du niveau de la nappe phréatique dans le code PLAXIS au fond du sol). La phase suivante est la génération de la pression interstitielle (figure 4.9) et la contrainte effective initiale (figure 4.10).

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

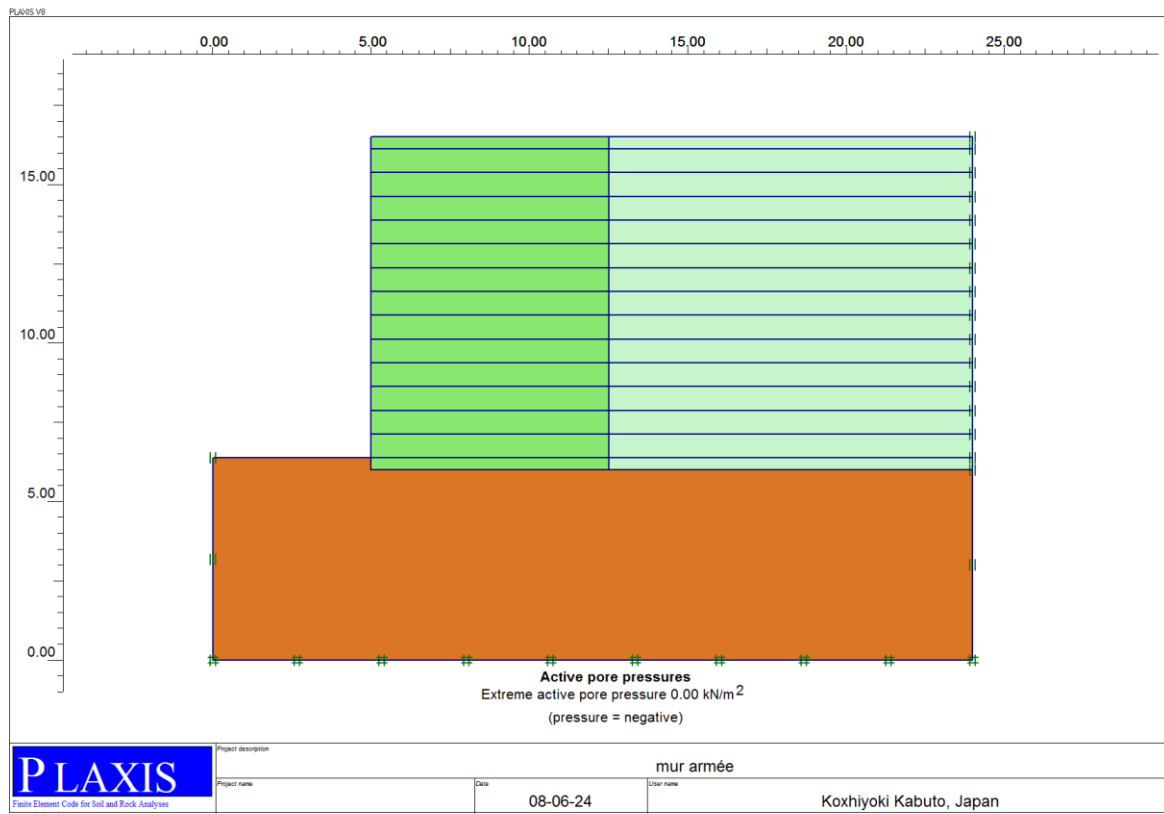


Figure 4.9 : Pression interstitielle -phase initiale.

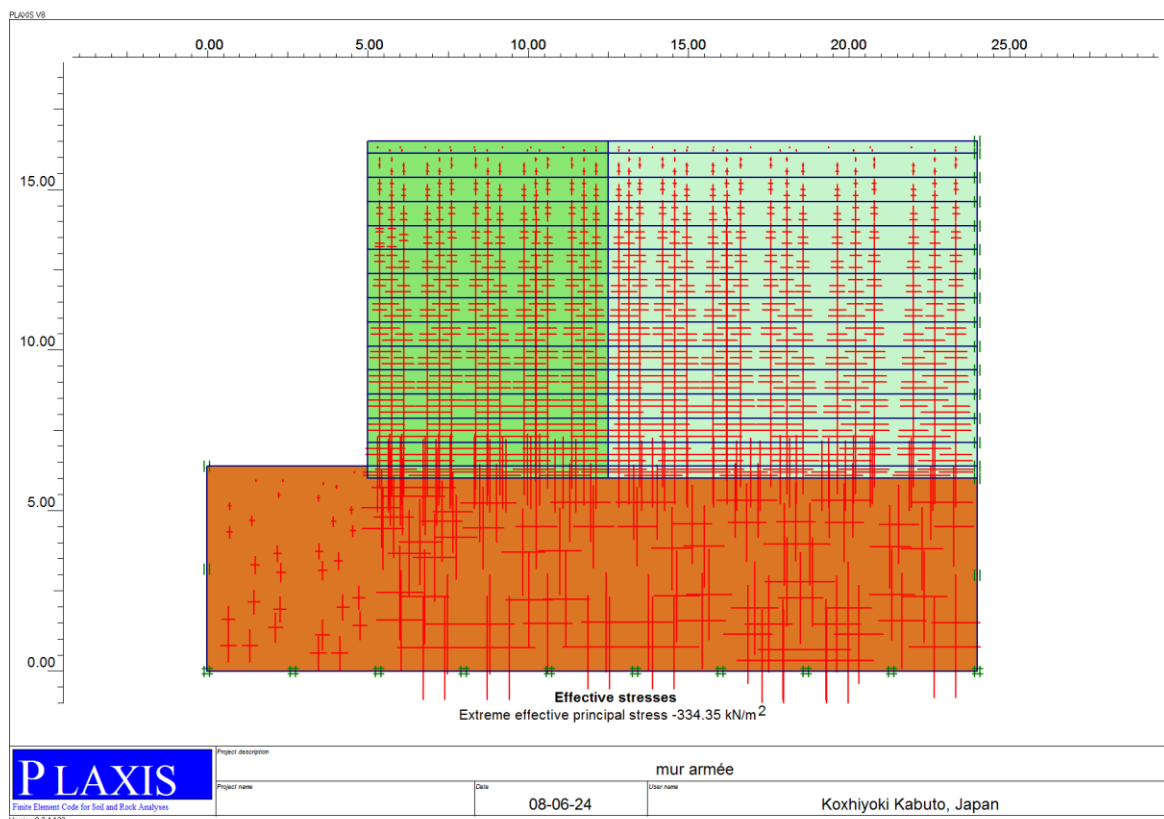


Figure 4.10 : Contrainte effective - phase initiale

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

7.5. Phasage de calcul

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géogrilles par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels. La première nappe de renforcement est toujours installée à l'altitude 0,375 m sur la première couche de sol et la première écaille du béton. Ensuite, des nappes de géogrilles sont installées selon l'espacement de renforcement $S_v = 0.75\text{m}$ jusqu'à la hauteur totale du remblai. La dernière phase comprend une analyse de sécurité selon la méthode « ϕ/c réduction » et les phases de calcul sont indiquées dans (Figures 4.11).

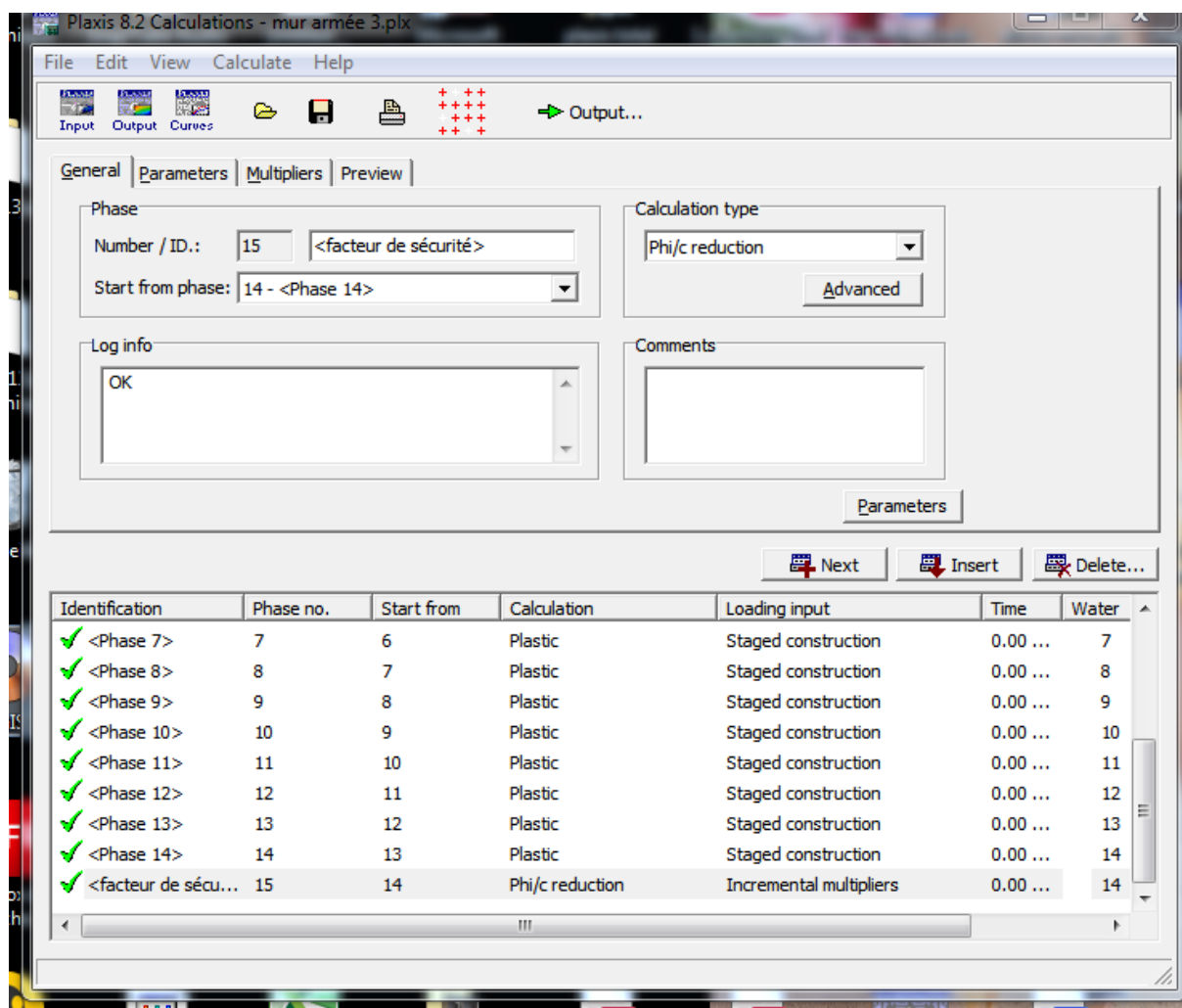


Figure 4.11 : Les phases de calcul.

7.6. Résultats des calculs

Les résultats les plus importants d'un calcul par éléments finis sont les maillages déformés, les déplacements, les contraintes et le mode de rupture, les tractions maximales dans chaque lit, et le poussé de terre.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

a. Déformation du maillage

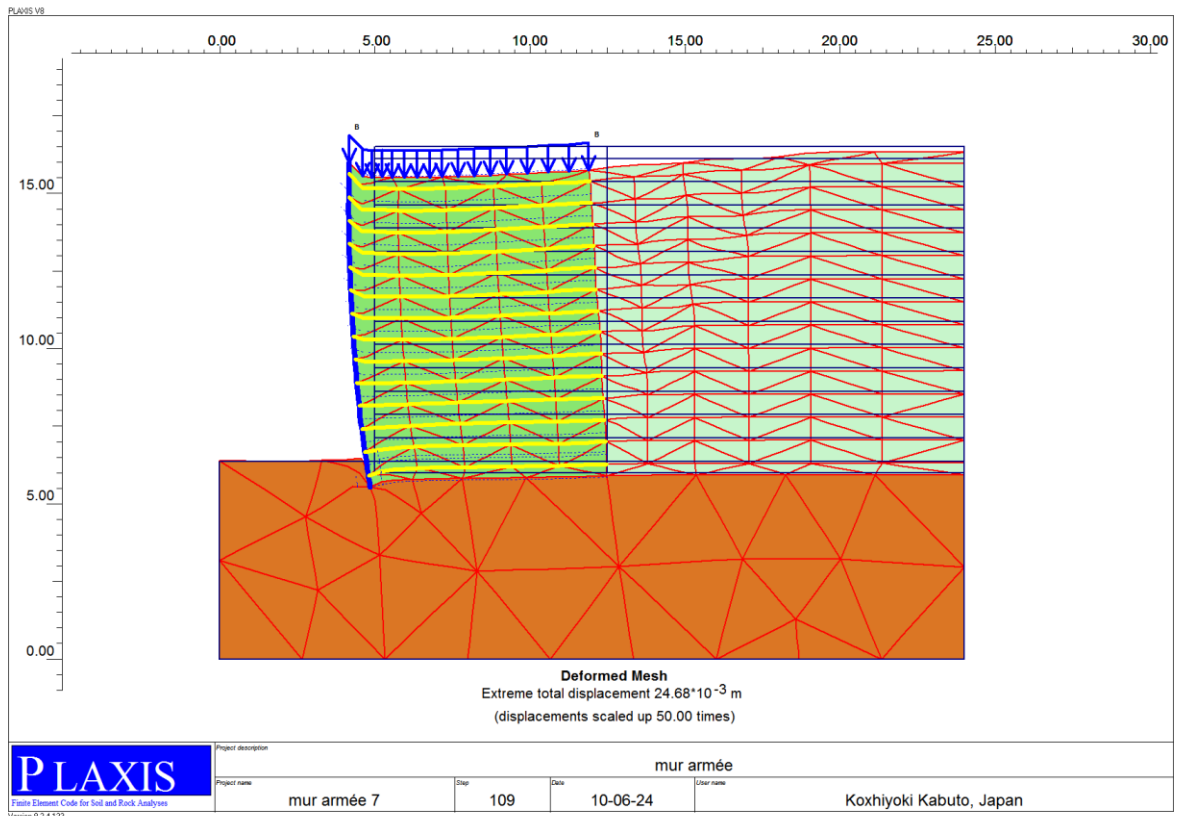


Figure 4.12 : Déformation du maillage (mode de rupture).

b. Déplacement total

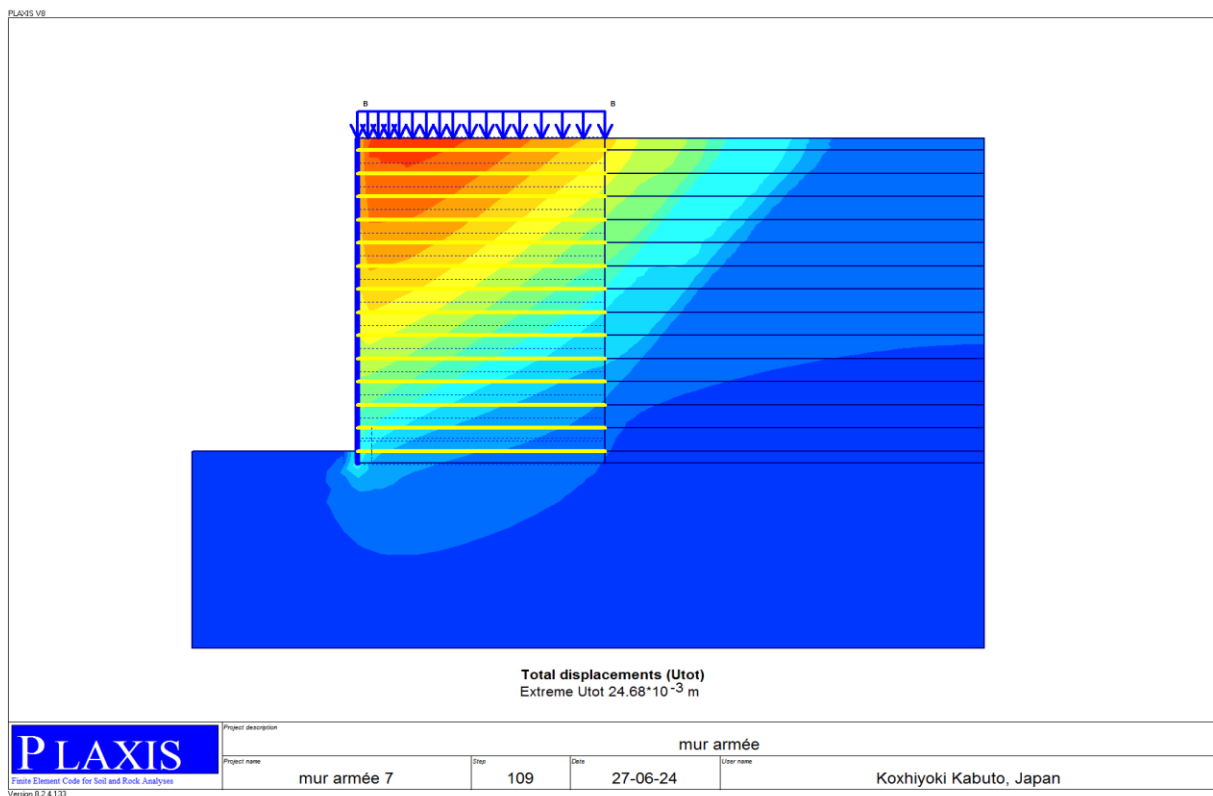


Figure 4.13 : Déplacement total à la fin de la phase de construction

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

c. Déplacement horizontal

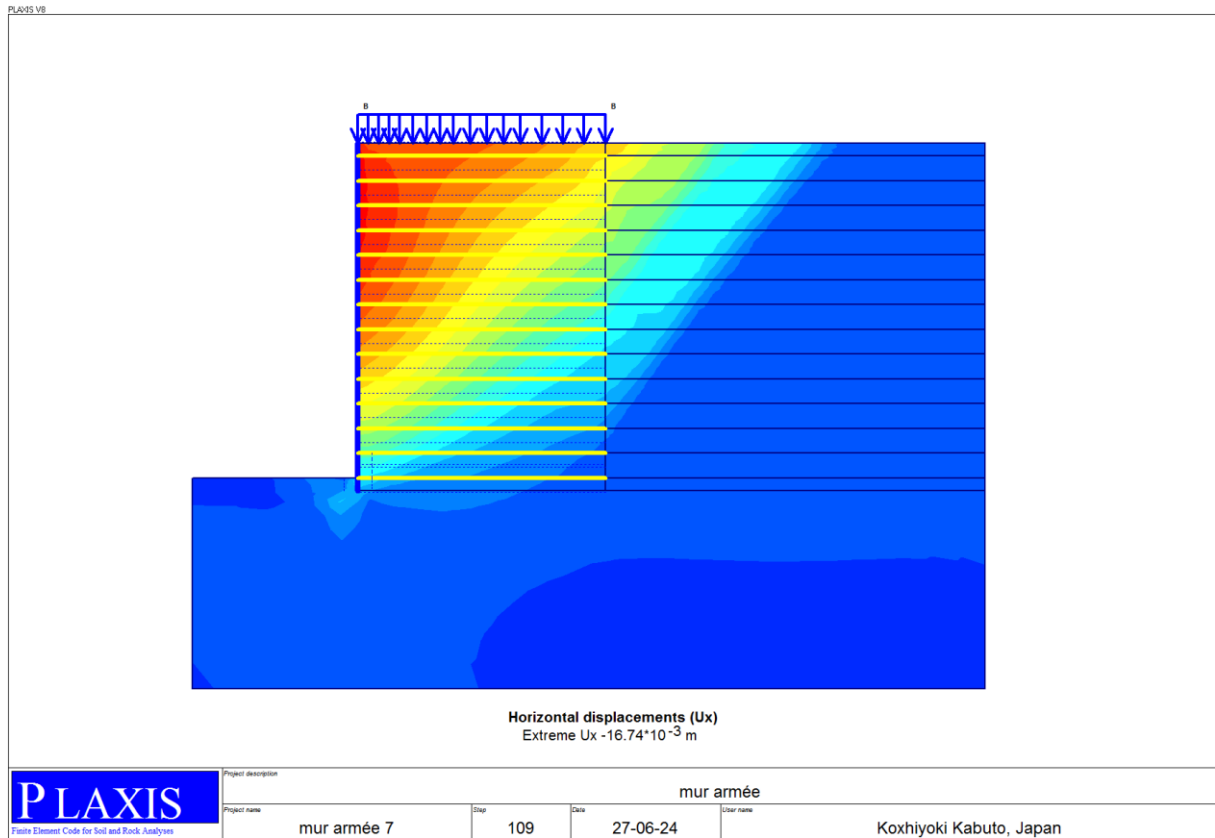


Figure 4.14 : Déplacement horizontal à la fin de la phase de construction.

d. déplacement vertical

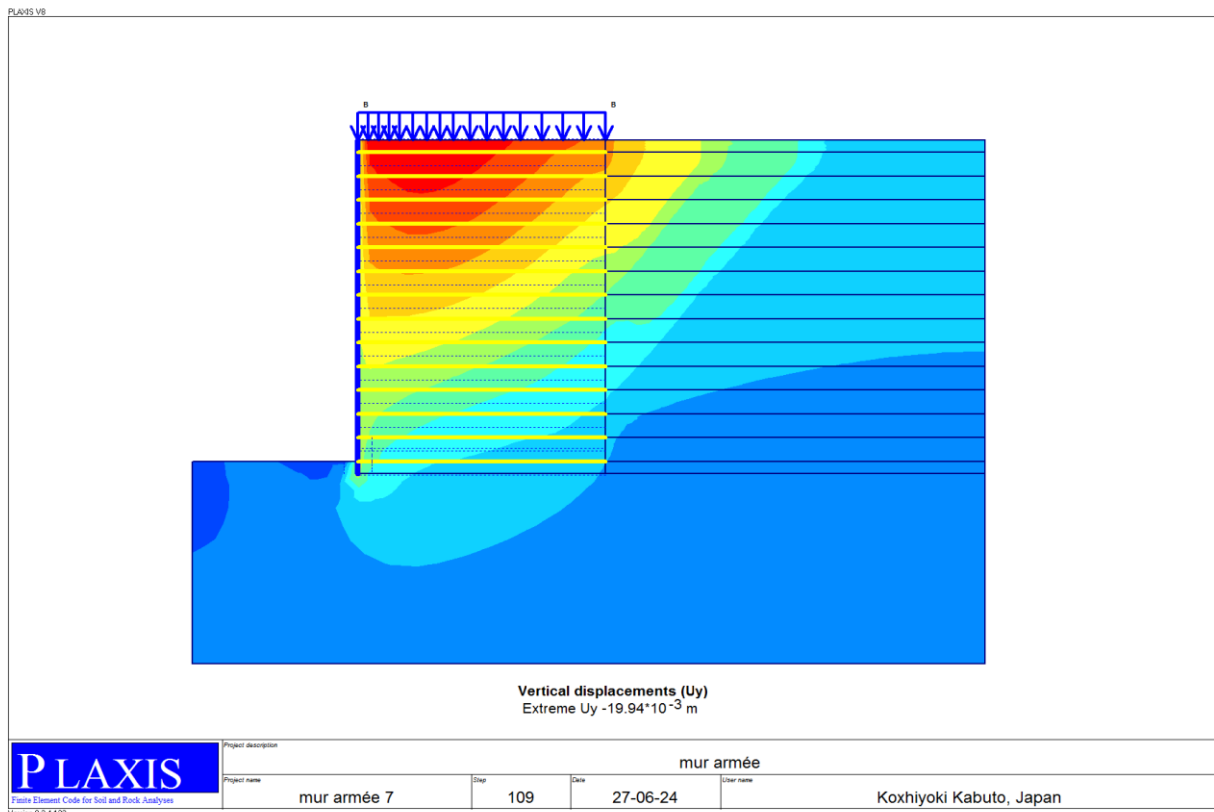


Figure 4.15 : déplacement vertical à la fin de la phase de construction.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

➤ Les contraintes totales :

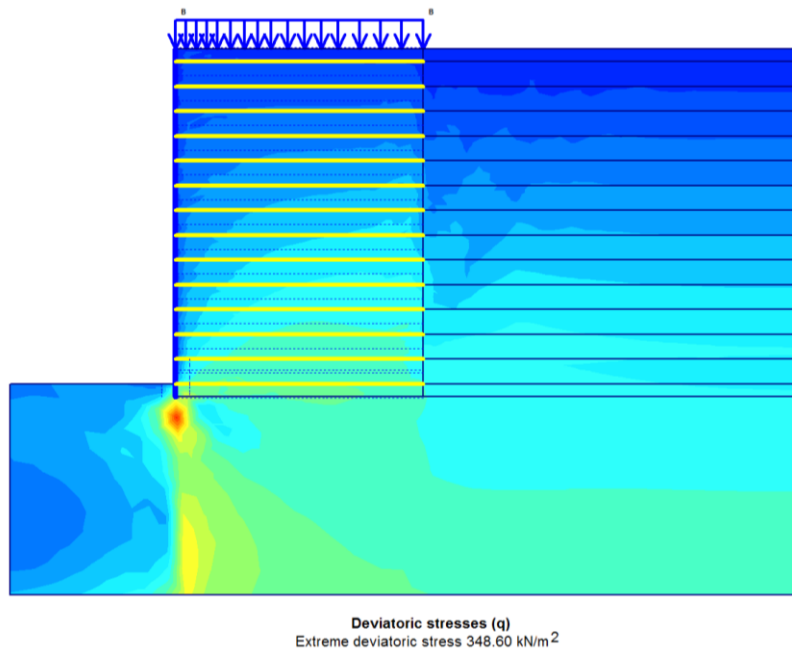


Figure 4.16 : présente le champ de contrainte totale

e. Le coefficient de sécurité

En ce qui concerne la stabilité globale de l'ouvrage, le calcul du facteur de sécurité F_s montre une stabilité importante du Mur.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	209 of 209	Extrapolation factor	2.000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0.000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000	
Load system A	MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000	
Load system B	MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000	
Soil weight	Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000	
Acceleration	Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000	
Strenght reduction factor	Msf:	0.001	Σ -Msf:	1.669	
Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	
Dynamic Time	Increment:	0.000	End time:	0.000	

OK Print Help

Figure 4.17: Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

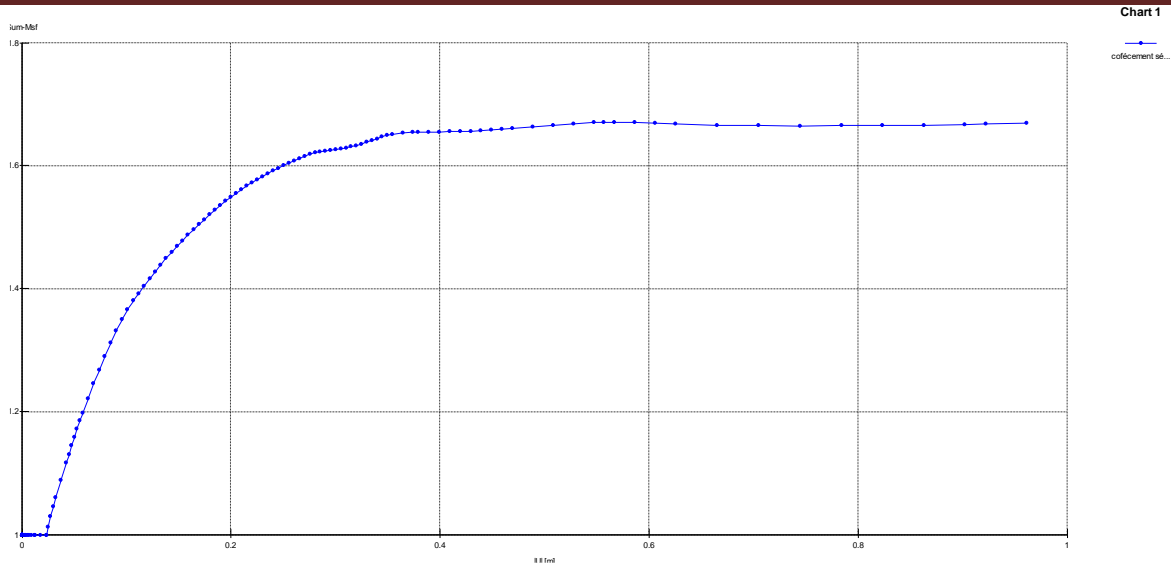


Figure 4.18 : Courbe de Coefficient de sécurité.

f. L'effort de traction maximal Tmax

La répartition des efforts montre que le mur peut être représenté par deux zones près que ceux définie dans la norme NF P 94 220 (figure 4.19) :

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

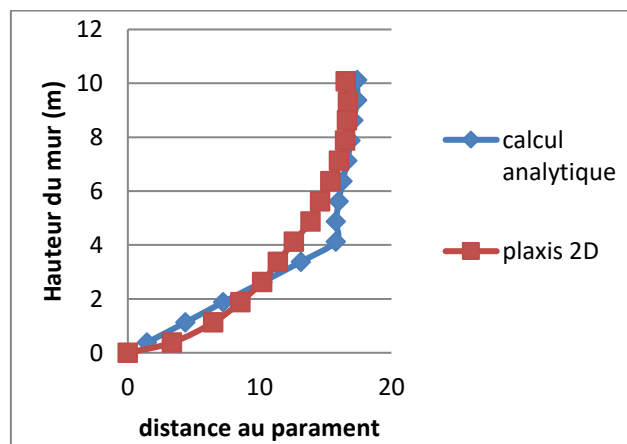


Figure 4.19: Efforts des tractions maximales dans chaque lit de renforcement.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

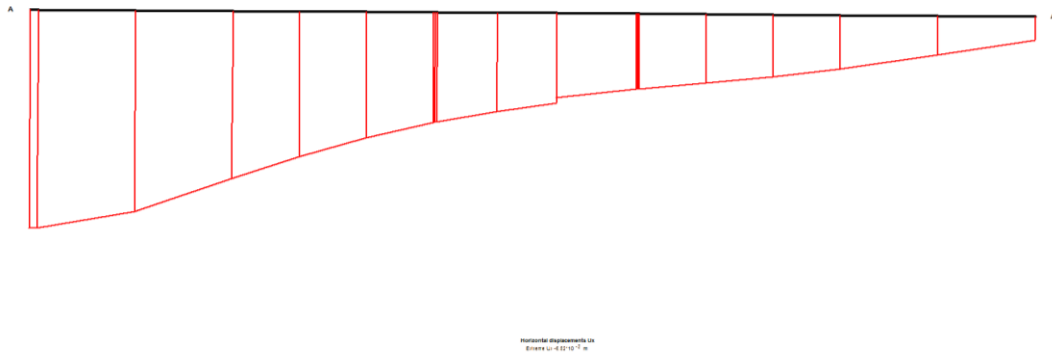


Figure 4.20: Diagramme de la traction max dans le dans le premier lit.

g. Le poussé de terre Pa

La figure 21 présente la poussé de terre déterminé par le logiciel Plaxis qu'égalé à 333.66 KN/m^2 Le point d'application de cette force est en $1/3$ de la hauteur

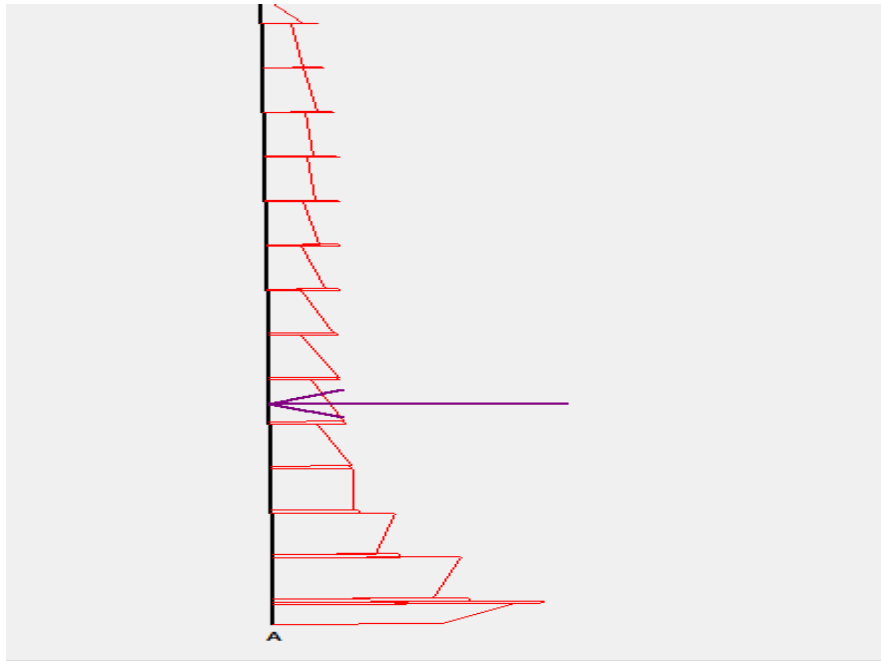


Figure 4.21: diagramme de la poussée de terre

- Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement Total $24.68 \cdot 10^{-3} \text{ m}$, le déplacement horizontal du mur $16.74 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ et le déplacement vertical du mur $19.94 \cdot 10^{-3} \text{ m}$, et le poussé de terre 333.66 KN/m .
- L'utilisation de la méthode de réduction a permet d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1.66 montre une stabilité importante du Mur.
- L'étude des résultats numériques montre que les forces de traction maximales calculées sur chaque lit d'armature sont situées à des points proches du parement.

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

Le tableau ci-dessous qui regroupe tous les résultats importants :

Tableau 4.6 : Résultats du calcul numérique.

Utot (m)	Ux (m)	Uy (m)	FS	Fa (KN/m)
$24.68 \cdot 10^{-3}$	$16.74 \cdot 10^{-3}$	$19.94 \cdot 10^{-3}$	1.66	333.66

8. Étude paramétrique

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

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

- **Type de renforcement.**
- **Influence de la variation des longueurs du lit de renforcement (L).**
- **L'effet de l'angle de frottement du remblai.**
- **L'effet de la largeur de la surcharge**

8.1. L'effet du type de renforcement

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

Le déplacement d'une armature en géogrille est trois fois plus grand que celui d'une armature à haute adhérence et le coefficient de sécurité monte de 1.56 de l'armature en géogrille à 1.66 pour l'armature H.A.

Tableau 4.7: influence de la variation de type de renforcement

Type de renforcement	Armatures H.A	Armatures lisses	géogrille
EA (KN/m)	53000	53000	2000
R _{Inter}	0.8	0.4	0.7
U _x (mm)	$6.73 \cdot 10^{-3}$	$9.30 \cdot 10^{-3}$	$29.20 \cdot 10^{-3}$
FS	1.66	1.56	1.64

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

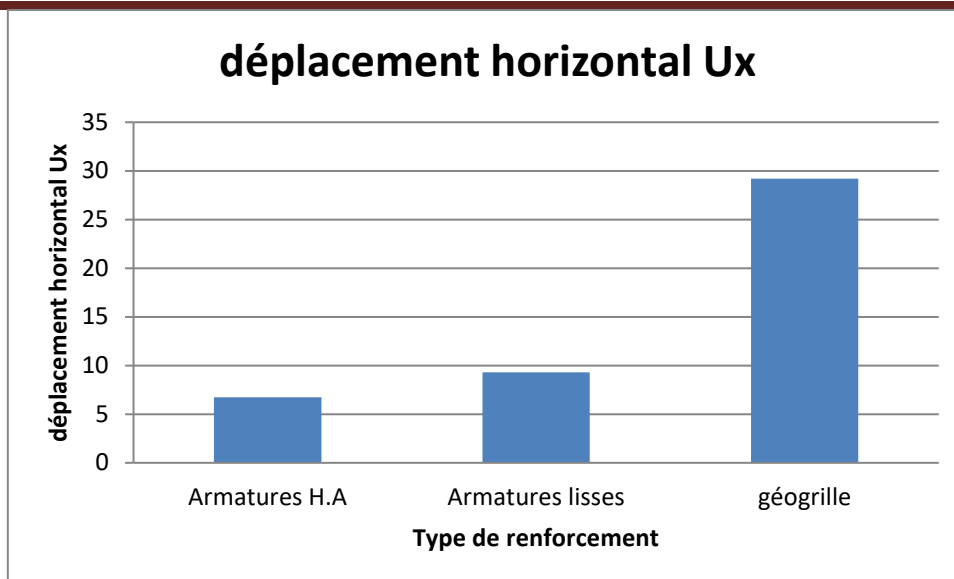


Figure 4.22 : l'influence de type de renforcement sur le déplacement horizontal.

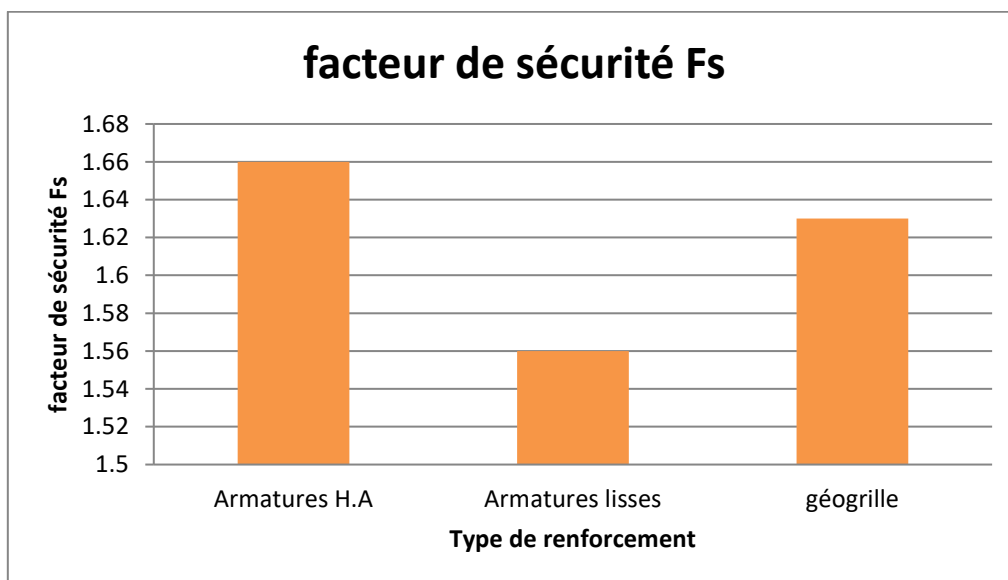


Figure 4.23: l'influence de type de renforcement sur le facteur de sécurité.

8.2. Influence de la variation des longueurs du lit de renforcement

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

Les résultats obtenus sont montrées dans le tableau 4.8 et les figures 4.24 et 4.25:

Tableau 4.8 : Résultats du calcul de L'effet de la Longueur des armatures.

Longueur (m)	Déplacement horizontal(mm)	Facteur de sécurité
7.5	$16.74 \cdot 10^{-3}$	1.66
8	$16.08 \cdot 10^{-3}$	1.72
8.5	$15.35 \cdot 10^{-3}$	1.74

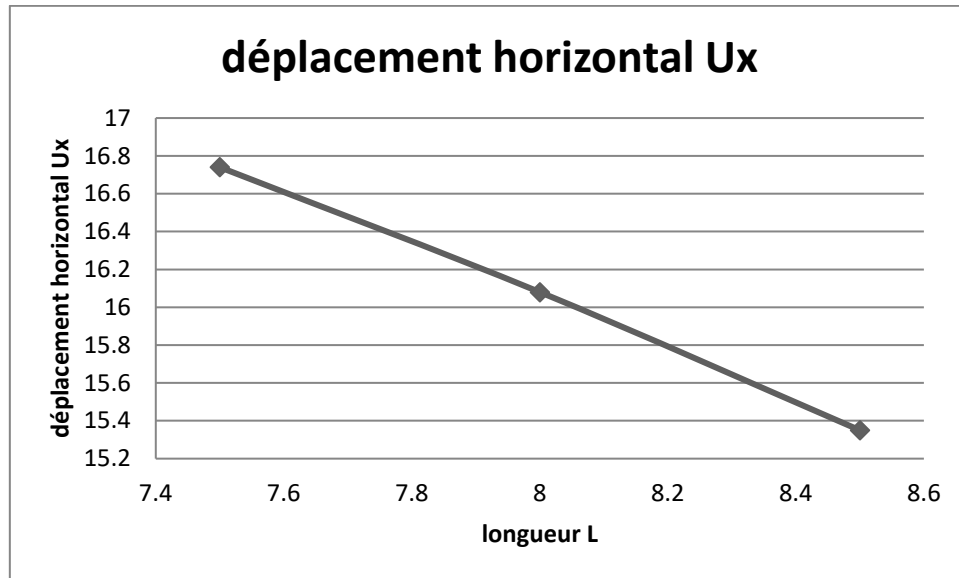


Figure 4.24: variation du déplacement horizontal en fonction de la longueur

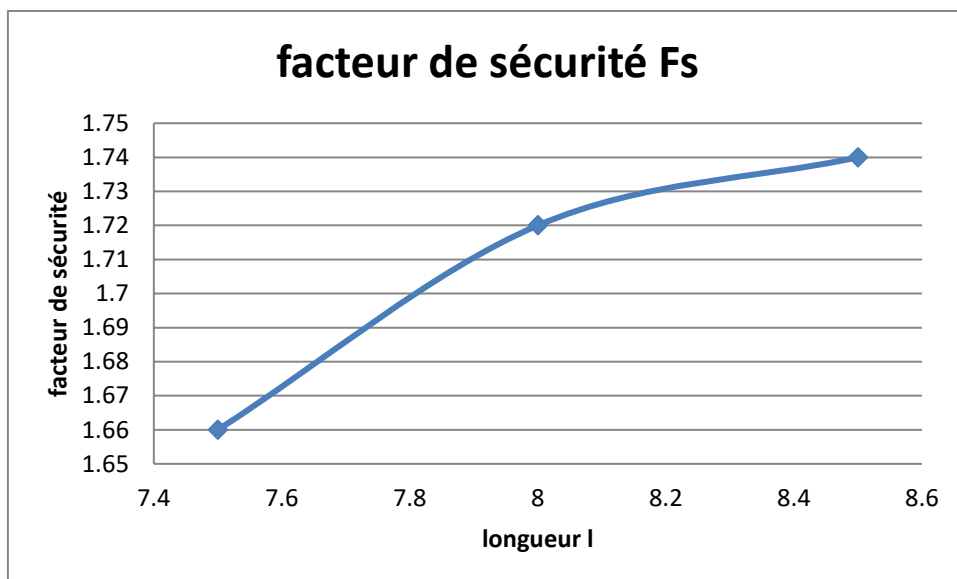


Figure 4.25 : Variation du Fs en fonction de L

8.3. L'effet de l'angle de frottement du remblai

Cette phase de l'étude c'est la même que la précédente sauf le changement de l'angle de frottement $\varphi=30^\circ$, $\varphi=36^\circ$ et $\varphi=42^\circ$.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9: Résultats du calcul de l'effet de l'angle de frottement.

Angle de frottement ($^\circ$)	Déplacement horizontal Ux (m)	Coefficient de sécurité FS
30	$17.97 \cdot 10^{-3}$	1.59
36	$16.74 \cdot 10^{-3}$	1.66
42	$15.57 \cdot 10^{-3}$	1.72

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

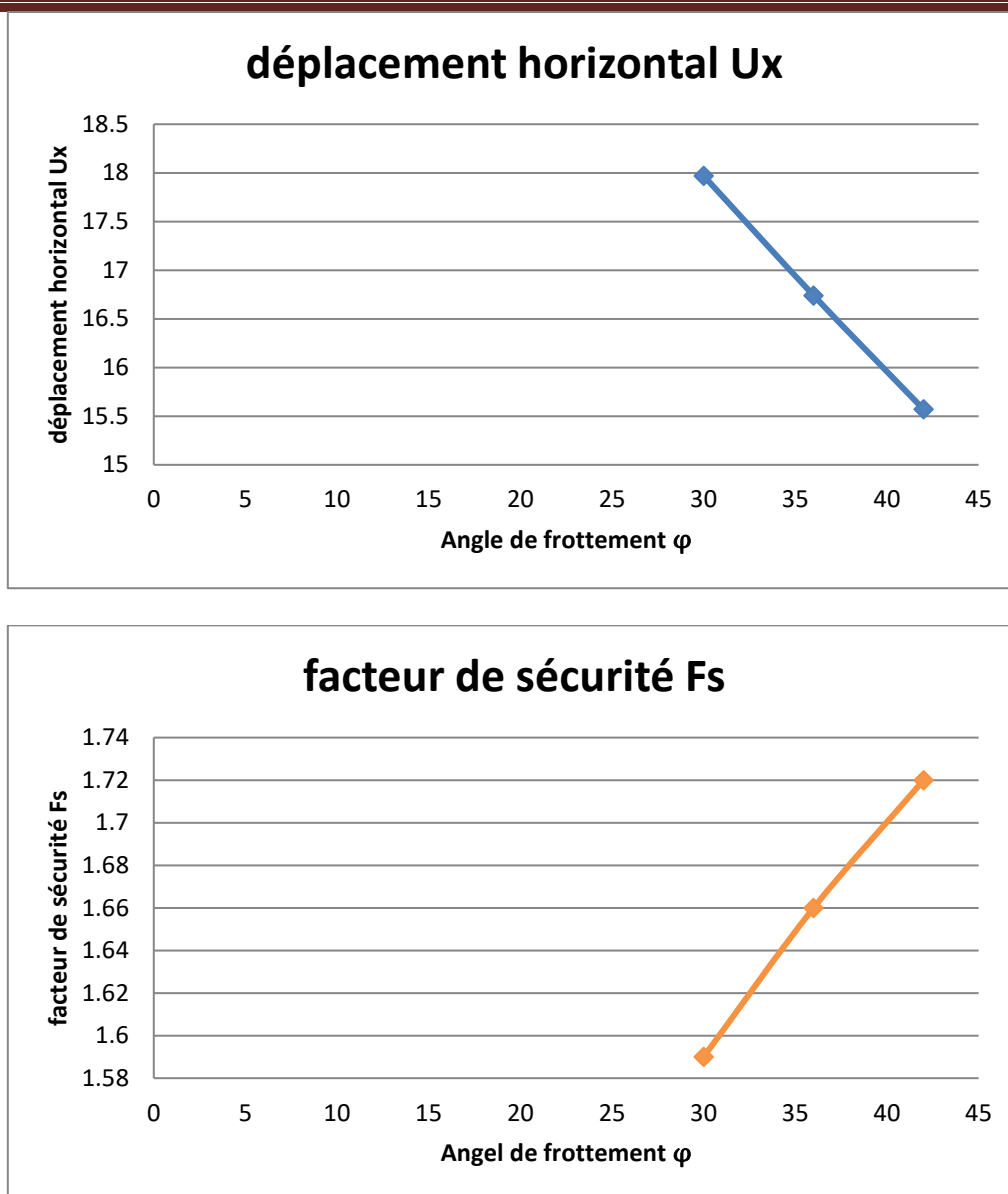


Figure 4.26 : Influence de l'angle de frottement du sol sur le comportement du mur.

8.4. L'effet de la largeur de la surcharge

Dans cette phase de l'étude c'est la même que dans le cas de référence sauf une surcharge uniformément répartie de 20 KN/m^2 est appliquée en surface de massif de sol sur une largeur $b=8\text{m}$; $b=10\text{m}$; $b=12\text{m}$

Nous étudions l'influence de cette surcharge sur la stabilité de l'ouvrage.

Tableau 4.10 : Résultats du calcul de L'effet de la surcharge.

Longueur (m)	Ux (m)	FS
8	$16.91 \cdot 10^{-3}$	1.65
10	$18.28 \cdot 10^{-3}$	1.63
12	$18.37 \cdot 10^{-3}$	1.61

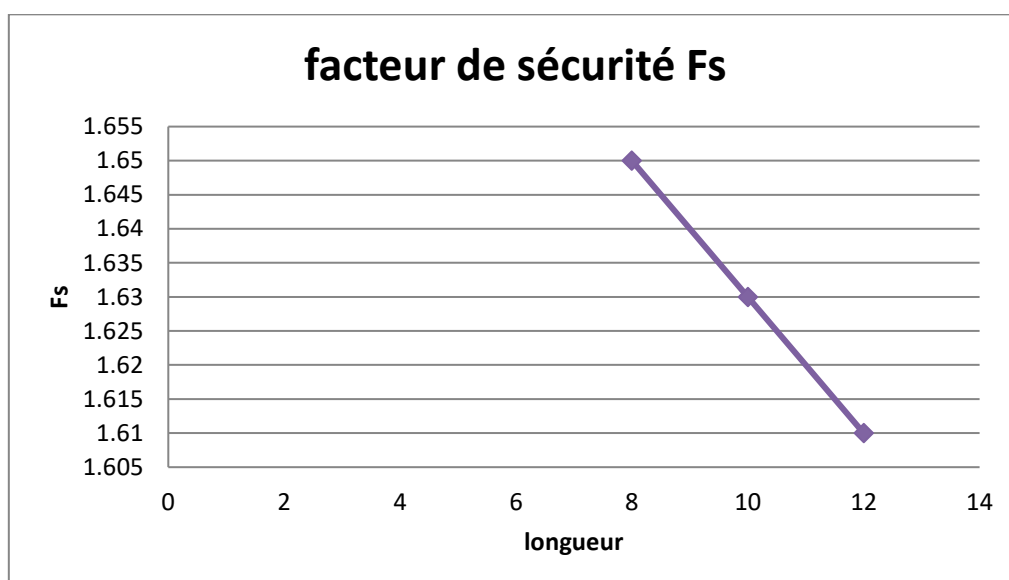
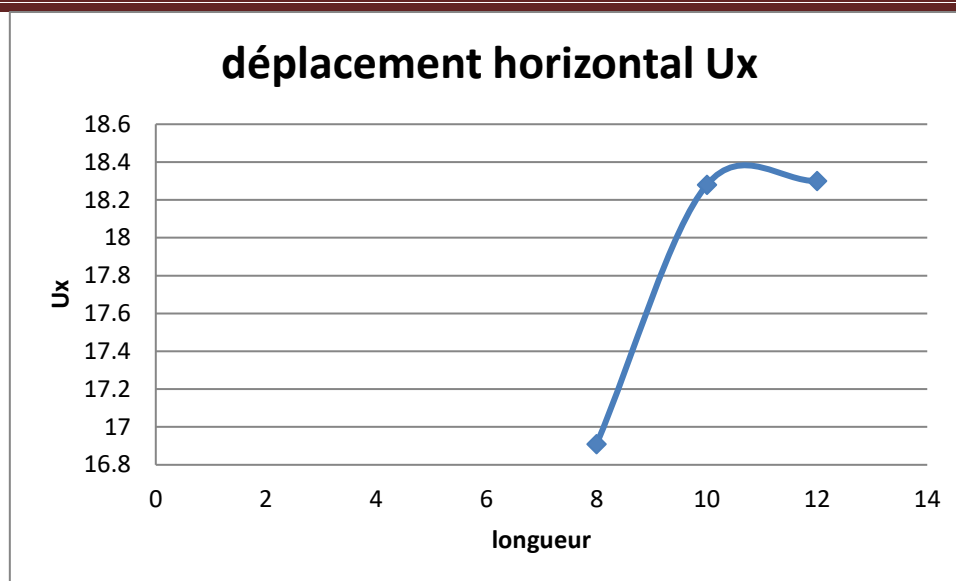


Figure 4.27: Influence de la largeur de la surcharge sur le comportement du mur

D'après l'étude paramétrique en déduire que (les paramètres du sol) dans notre cas c'est l'angle de frottement présent une grande influence sur le déplacement du mur et le facteur de sécurité. Différentes longueurs de géogrilles montrent l'importance majeure de ce paramètre sur la diminution/augmentation des déplacements horizontaux et l'augmentation/ diminution de facteur de Sécurité. Pour l'application d'une surcharge uniformément répartie, le déplacement augmente et le facteur de sécurité diminue. La surcharge a donc une influence importante sur la stabilité de l'ouvrage.

9. Validation du modèle numérique

Dans la première étape de cette étude, une série d'analyses a été réalisée pour valider notre modèle et pour que l'étude paramétrique soit fiable. Le modèle numérique Ces résultats ont

CHAPITRE 04 : ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE- ETUDE D'UN CA

également permis de valider le modèle numérique développé dans cette étude, car il présente une bonne caractérisation des matériaux et une bonne séquence de construction.

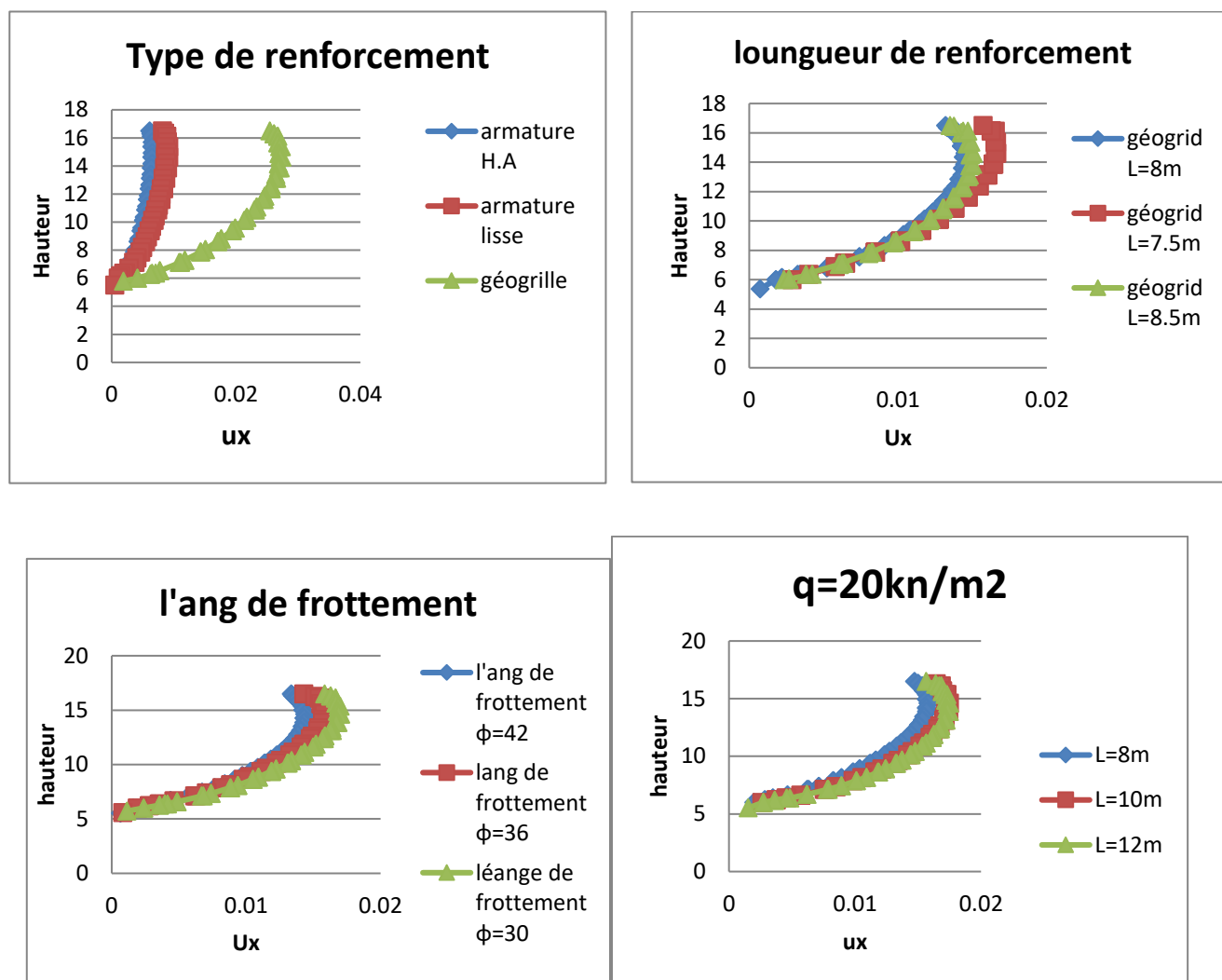


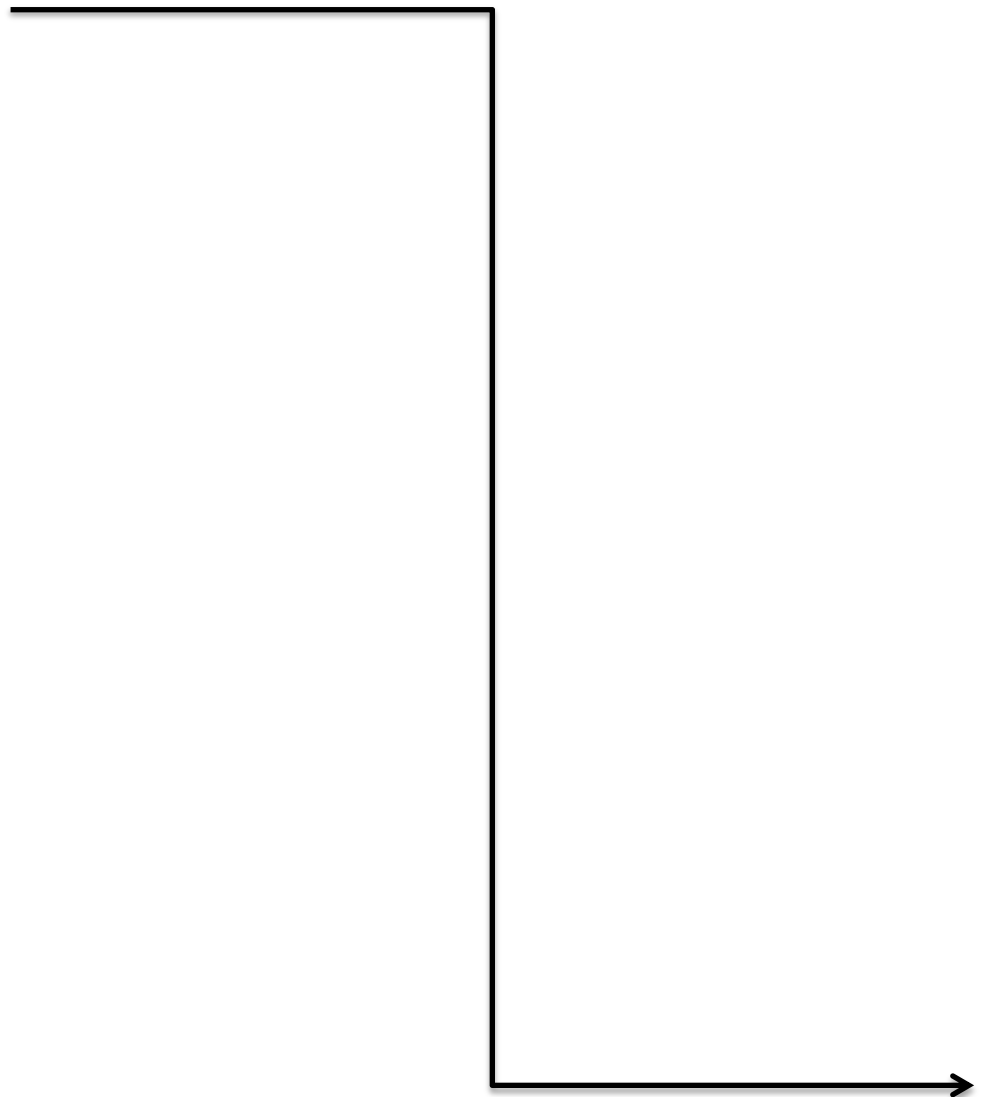
Figure 4.28 : Effet de différentes largeurs d'incrémentes sur la résistance à la traction maximale.

10. Conclusion

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

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

CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le renforcement des sols est devenu une technique rentable et efficace. Les techniques de renforcement du sol sont définies comme une technique visant à améliorer les caractéristiques techniques du sol. Il est évident que le sol n'a pas de propriétés mécaniques suffisantes pour jouer seul le rôle de support, cependant, ces propriétés peuvent être améliorées par l'interaction de renforcements métalliques ou géosynthétiques avec le sol. Ainsi, l'utilisation de ces matériaux pour renforcer le sol a récemment attiré de plus en plus d'attention dans le domaine de la géotechnique. Pour la compréhension du comportement des murs de soutènement en terre armée par des bandes de renforcements géosynthétiques, des méthodes analytiques, expérimentales et numériques sont utilisées pour l'évaluation de la stabilité interne et externe.

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

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

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

- Une comparaison entre l'étude numérique et l'étude analytique du mur en terre armée renforcé par des armatures métalliques à haute adhérence montre une concordance des résultats ce qui justifié la validité du modèle étudié.
- Un mur en terre armée renforcé par des bandes métalliques à haute adhérence est plus performant que des murs renforcés par des armatures métalliques lisses ou géogrilles.
- L'angle de frottement est un paramètre essentiel quand doit tenu compte dans le choix du type de remblai car il a un effet important sur la stabilité des ouvrages en terre armée.
- L'augmentation de la longueur des armatures permet de diminuer les déplacements et d'augmenter le coefficient de sécurité.
- L'augmentation de l'interface des armatures a un rôle important dans la stabilité des murs en terre armée et engendre une diminution des déplacements et une

augmentation du coefficient de sécurité.

- L'approche de la nappe phréatique de la base du mur en terre armée a un effet négatif sur la stabilité de l'ouvrage et conduit à une diminution du coefficient de sécurité.
- Le parement en écailles de béton n'a aucun qu'un effet local et ne joue aucun rôle dans la stabilité des murs en terre armée.
- Lors de calcul d'un ouvrage en terre armée, le code de calcul PLAXIS par modélisation numérique ne néglige pas les phases de construction du mur et on doit les prendre en compte phase par phase jusqu'à la fin de la construction.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BIBLIOGRAPHIQUE

- [1]. Y.berthaud, P.buhan, N.schmitt. Aide mémoire mécanique des sols concepts Application.
- [2]. Haouam Houda. 2010. étude numérique d'un mur de soutènement en sol stable et Renforce avec fibres et geogrilles. Mémoire Magister. Université badji Mokhtar-Annaba.
- [3].S. Lambert. Les géotextiles ; fonctions, caractéristiques et dimensionnement Ingénieries – E A T, 2000, p. 17 - p. 25.
- [4]. Benbouza Assma.2011. L'effet d'interférence de deux fondations filantes étroitement Espacées reposant sur un sable renforce par geogrilles. Mémoire Magister. Université el hadj lakhdar .Batna.
- [5]. Karech Toufik.Analyse du comportement des sols renforcés par la méthode de L'homogénéisation. Thèse Doctorat. Université el hadj lakhdar.
- [6]. Adams, M. T, and Collin, J.G.1997. "Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 6672.
- [7]. Khemissa Mohamed. Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Mémoire de Magistère. Université de M'sila.
- [8]. Akinmusuru,J.O, and Akinbolade, J.A. 1981. "Stability of loaded footing on reinforced Soil." -Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 107, No.6, pp. 819-827.
- [9] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2007) . "LRFD Bridge Design Specifications". 4th Edition, Washington, D.C., USA.
- [10] Auvray, R. (2010). " INFLUENCE D'UNE COLONNE BALLASTEE SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS ARGILEUX. " Université de Strathclyde, Glasgow.
- [11] J. Brinkgreve, " MANUEL DE REFERENCE " Plaxis V8 (Delft University of Technology& PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003).
- [12] ZERGUINE Salah, " ESTIMATION DES PRESSIONS ACTIVES SUR. LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PRESENCE D'EAU SOUS SOLlicitation SISMIQUE,"

Mémoire de Magister, Département de génie civil, Option Interaction sol-structure, Université
Mohamed Khider – Biskra, 06/11/2013.