

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement
Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université d'Echahid HAMA Lakhdar d'El Oued Faculté de la
Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE **EN MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION** **Thème**

Étude de comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé sous chargement statique

Encadré par: ❖ Dr. FARIK ALI Co - encadreur : ❖ Dr. YOUSFI MOHAMMED AMIN	Présenté et soutenu par: ❖ GAOUAOUA IMAD EDDINE ❖ HASSI YUCEF ❖ OUAGHED ALI
---	---

Soutenu le 08/06/2023, devant le jury composé de:

Dr. BEDADI LAID. (Président)

Dr. KAAB MOHAMED ZOUHAIR. (Examineur)

Année universitaire: 2022_2023

REMERCIEMENTS

Nous remercions initialement Allah de nous avoir donné du courage et de patience pour arriver à terminer ce modeste travail.

Tous nos remerciements et notre appréciation à nos chers parents qui ont beaucoup sacrifié pour nous réussissons.

Nous remercions **Dr. FARIK ALI** notre encadreur pour ses précieux conseils et son orientation qui a permis de mener à bien ce travail.

Nous remercions également les membres du jury de nous avoir fait l'honneur de lire notre travail et de nous faire part de leurs appréciations instructives.

Nos vifs remerciements s'adressent à tous nos professeurs et collègues du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'université d'Eloued, en particulier **Dr. KAAB MOHAMED ZOHAIR** et **Dr. BEDADI LAID** d'avoir accepté la discussion du mémoire de fin d'études.

En fin Nous remercions tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail de près ou de loin.

RESUME

Les ouvrages en remblai renforcé par des armatures géosynthétiques constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Leur utilisation comme structure porteuse, tel que pour les culées de ponts et les routes, tend à se développer dans de nombreux pays. Attiré par les performances de ces ouvrages, le présent mémoire s'intéresse à l'étude de la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé par des armatures géosynthétiques sous différents types de chargement statique.

Pour ce faire, nous avons créé un modèle numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, en utilisant le code de calcul tridimensionnel PLAXIS 3D, qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Cette étude a été menée pour évaluer l'effet de quelques paramètres tel que le type de chargement, la géométrie du mur et le type de remblai sur le comportement des murs en sol renforcé par des armatures géosynthétiques.

Mots clé: Mur de soutènement, sol renforcé, chargement, géosynthétique, Plaxis 3D, modélisation numérique.

ABSTRACT

The use of earthen structures reinforced with geosynthetic reinforcement is an important economic solution. The use of these structures as load-bearing structures, such as piers for bridges and roads, is trending in development in many countries. Intrigued by the performance of these structures, this note focuses on studying the stability of geosynthetic-reinforced soil retaining walls under different types of static loading.

To do this, we created a numerical model of a retaining wall formed from geosynthetic reinforced soil, using the 3D calculation code PLAXIS 3D, which is based on the finite element method.

This study was conducted to evaluate the effect of some variables such as the type of loading, the geometry of the wall, and the type of back fill soil on the behavior of walls formed by geosynthetic reinforcement.

Key words: retaining wall, reinforced soil, load, geosynthetic, 3D plexus, digital modeling.

ملخص

يشكل استخدام الهياكل الترابية المسلحة بتسليح من الجيوسانتتيك حلا اقتصاديا مهما يتجه استخدام هذه المنشآت كهيكل حامل، مثل ركائز الجسور والطرق، إلى التطور في العديد من البلدان. تركز هذه المذكرة ، المنجزة بأداء هذه الهياكل ، على دراسة ثبات الجدران الاستنادية المنجزة بالتربة المعززة بتسليح جيوسنتتيكي تحت أنواع مختلفة من التحميل الساكن.

للقيام بذلك أنشأنا نموذجًا رقميًا لجدار استنادي مشكل من التربة المعززة بتسليح جيوسنتتيكي، باستخدام كود الحساب ثلاثي الأبعاد PLAXIS 3D ، والذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

أجريت هذه الدراسة لتقييم تأثير بعض المتغيرات مثل نوع التحميل و الشكل الهندسي للجدار ونوع تربة الردم على سلوك الجدران المشكلة بالتربة المعززة بتسليح جيوسنتتيكي.

الكلمات المفتاح: جدار الاستناد، التربة المعززة ، الحمولة ، الجيوسانتتيك ، بلاكسيس ثلاثي الأبعاد ، النمذجة الرقمية.

Table des matières

Remerciements	I
Résumé	II
Abstrct	III
ملخص	IV
Table des matières	V
Liste des figures	VII
Liste des tableaux	XI
Introduction générale	X
Chapitre 1 : Notions sur les ouvrages de soutènement	
1.1 Introduction	1
1.2 Définition des ouvrages de soutènement	1
1.3 Différents types des ouvrages de soutènement	2
1.3.1 Murs de soutènement	2
1.3.1.1 Murs poids	3
1.3.2 Écrans de soutènement	4
1.3.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever	4
1.3.3 Systèmes de soutènement composites	4
1.3.3.1 Massifs en sol renforcé	4
1.4 Classement des ouvrages de soutènement	5
1.4.1 Ouvrages Rigides	5
1.4.2 Ouvrages Souples	7
1.5 Fonctionnement des ouvrages de soutènement	8
1.5.1 Stabilité d'un ouvrage de soutènement	8
1.5.1.1 Stabilité interne	8
1.5.1.2 Stabilité externe	8
1.5.1.3 Stabilité au poinçonnement	9
1.6 Conclusion	9
Chapitre 2 : Méthodes de calcul des ouvrages de soutènement on sol renforcé	
2.1 Introduction	11
2.1.1 Méthodes de calcul des poussées et des butées des terres	11
2.1.2 Méthode de Coulomb	15
2.1.3 Méthode de Rankine	17
2.1.4 Méthode de Boussinesq (1882)	18
2.2 Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur	19
2.2.1. Paramètres de résistance au cisaillement	19
2.2.2. Frottement sol-mur	19
2.3. Dimensionnement des ouvrages de soutènement	20
2.3.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	20
2.4 Justification de la stabilité	21
2.4.1 Stabilité interne	21
2.4.2 Stabilité externe	21
2.5 Principe de fonctionnement	24
2.5.1 Fonctionnement interne	24
2.5.2 Fonctionnement externe	25
2.6 Modes de rupture	26
2.6.1 Ruptures dues à la Stabilité externe	26

2.6.2 Ruptures dues à la Stabilité interne	27
2.6.3 Ruptures dues à la Stabilité du parement	27
2.7 Conclusion	28
Chapitre 3 : Présentation de l'outils de simulation numérique	
3.1 Introduction	32
3.2 La méthode d'éléments finis en géotechniques	32
3.2.1 Introduction	32
3.2.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments fini	32
3.3 PLAXIS 3D	33
3.3.1 Définition de code éléments finis PLAXIS 3D	33
3.3.2 Les étapes de création d'un modèle avec plaxis 3D	33
3.3.2.1 Créer un nouveau Projet	33
3.3.2.2 Propriétés du projet	34
3.3.2.3 Définition de la stratigraphie du sol	35
3.3.2.4 Définition des éléments structuraux Les éléments	37
3.3.2.5 Génération de maillage	38
3.3.2.6 Effectuer des calculs	39
3.4 Le modèle de comportements qu'on utilisé dans PLAXIS 3D	40
3.4.1 Modèle élastique linéaire	40
3.4.2Modèle de Mohr-Coulomb	40
3.4.3 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, modèle HSM)	41
3.5 CONCLUSION	42
Chapitre 4 : Etude de cas	
4.1 Introduction	45
4.2 Simulation numérique	45
4.2.1 Présentation du modèle numérique	45
4.2.2 Donnés et paramètres de l'étude	48
4.2.3 Processus de construction et Méthodologie de Modélisation	48
4.2.4 Génération du maillage	50
4.2.5 Les résultats	51
4.3 Etude paramétrique	54
4.3.1 L'effet de type de chargement	54
4.3.2 L'effet de géométrie de l'ouvrage	58
4.3.3 L'effet de type de remblai	63
4.4 Conclusion	64
Conclusion générale	VIII
Références bibliographiques	XI

Liste des figures

Figure	Nom de figure	Page
Figure 1.1	Exemples des ouvrages de soutènement	1
Figure 1.2	Exemple de mur poids en béton	2
Figure 1.3	Exemple de mur formé de gabion	3
Figure 1.4	Mur en béton armé	4
Figure 1.5	Exemple de mur renforcée par géosynthétique	5
Figure 1.6	Modes de rupture des ouvrages de soutènement	6
Figure 1.7	Trois types de stabilité externe	7
Figure 1.8	Influence de renversement sur le mur	8
Figure 1.9	Influence de glissement sur le mur	9
Figure 1.10	Influence de poinçonnement sur le mur	10
Figure 2.1	Etat de poussée et butée	13
Figure 2.2	Cercle de Mohr pour un état d'équilibre limite	14
Figure 2.3	Cercles de Mohr correspondant aux différents états d'équilibre	14
Figure 2.4	Plan de rupture pour un état de poussée	15
Figure 2.5	Coin rigide de Coulomb pour un état de poussée	16
Figure 2.6	Force de poussée agissant sur un mur de soutènement	17
Figure 2.7	Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de mur	21
Figure 2.8	Rupture du mur par grand glissement	21
Figure 2.9	Rupture du mur par poinçonnement	22
Figure 2.10	Rupture par glissement sur la base du mur	22
Figure 2.11	Rupture du mur par renversement	23
Figure 2.12	Evaluation de la stabilité d'un mur de soutènement en béton armé	23
Figure 2.13	Illustration de la structure du sol renforcé par armatures	24
Figure 2.14	Fonctionnement interne d'un muren remblai renforcé	25
Figure 2.15	Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé	25
Figure 2.16	Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé	27
Figure 2.17	Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé	27
Figure 2.18	Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé	28
Figure 3.1	Boite de dialogue de sélection rapide	34
Figure 3.2	Onglet ; Projet de la fenêtre ; Propriétés du projet	34
Figure 3.3	Onglet; modèle de la fenêtre des propriétés du projet	34
Figure 3.4	Fenêtre de Modification des couches de sol	35
Figure 3.5	Fenêtre de matériaux	36
Figure 3.6	Onglet du type de sol et des interfaces	36
Figure 3.7	Onglet des paramètres de d'ensemble du type de sol et interfaces	37
Figure 3.8	Option créer un déplacement ligne dans le menu déplacement imposé	37
Figure 3.9	Déplacement prescrit dans l'explorateur de sélection	37

Figure 3.10	Fenêtre des options de maillage généré	38
Figure 3.11	Maillage généré dans la fenêtre sortie	39
Figure 3.12	Explorateur de phases	40
Figure 3.13	Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire	40
Figure 3.14	Définition du module à 50 % de la rupture (modèle de Mohr-Coulomb)	41
Figure 3.15	Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écrouissage du modèle HSM	41
Figure 4.1	Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé	46
Figure 4.2	Blocs modulaires et connexion géogrid	48
Figure 4.3	Étape 1 : Installation des blocs modulaires. Blocs modulaires et connexion géogrid	49
Figure 4.4	Étape 2 : Mise en place d'une couche de remblai et Installation de la première nappe de géogrid	49
Figure 4.5	Étape 3 : étape - intermédiaire	50
Figure 4.6	étape –finale	50
Figure 4.7	Maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS 3D (cas de référence)	51
Figure 4.8	Déformation du maillage (cas de référence)	51
Figure 4.9	Déplacements totaux (cas de référence)	52
Figure 4.10	Déplacements horizontaux (cas de référence)	52
Figure 4.11	Déplacements verticaux (cas de référence)	53
Figure 4.12	Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrids (cas de référence)	53
Figure 4.13	Déformation du maillage (mur simple sous chargement routier)	54
Figure 4.14	Déplacements horizontal (mur simple sous chargement routier)	55
Figure 4.15	Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrids (mur simple sous chargement routier)	55
Figure 4.16	Déformation du maillage (mur simple sous chargement du pont)	56
Figure 4.17	Déplacements horizontal (mur simple sous chargement du pont)	57
Figure 4.18	Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrids (mur simple sous chargement du pont)	57
Figure 4.19	Déformation du maillage (mur incliné sous chargement du pont)	59
Figure 4.20	Déplacements horizontal (mur incliné sous chargement du pont)	59
Figure 4.21	Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrids (mur incliné sous chargement du pont)	60
Figure 4.22	Déformation du maillage (mur étagé sous chargement routier)	60
Figure 4.23	Déplacements horizontal (mur étagé sous chargement routier)	61
Figure 4.24	Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrids (mur étagé sous chargement routier)	61

Liste des tableaux

Tableau	Titre de tableau	page
Tableau 1.1	Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur poids	5
Tableau 1.2	Ouvrages de soutènement qui reprend la poussée par leur encastrement	6
Tableau 1.3	Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation	7
Tableau 4.1	Propriétés géomécaniques du sol	47
Tableau 4.2	Propriétés du géogrille	47
Tableau 4.3	Propriétés du bloc modulaire	48
Tableau 4.4	Comparaison entre le déplacement horizontal maximal et la traction maximale dans les armatures pour différents types de chargement.	58
Tableau 4.5	L'effet de la géométrie du mur sur le déplacement horizontal	62
Tableau 4.6	L'effet de la géométrie du mur sur la traction maximale dans les armatures	62
Tableau 4.7	L'effet de l'angle de frottement ϕ du remblai sur le : déplacement horizontal	63
Tableau 4.8	L'effet de l'angle de frottement ϕ du remblai sur la force de traction dans les armatures	63

INTRODUCTION GENERALE

Il est connu que le sol est un matériau utilisé dans la construction en raison de sa disponibilité et de son faible coût qui est l'un de ses principaux avantages, mais ses propriétés mécaniques ne sont pas toujours satisfaisantes ce qui entraîne de nombreux problèmes lors de la construction de grandes structures. Le sol bonne résiste à la compression, mais est très faible en traction. Le premier objectif est d'ajuster ses propriétés mécaniques et d'améliorer la résistance à la traction tout en conservant ses avantages.

Les propriétés mécaniques du sol peuvent être améliorées chimiquement ou physiquement par l'ajout de chaux, de ciment, de bitume ou d'autres liants et sont appelées "techniques d'amélioration du sol".

Dans le domaine de la géotechnique, il existe une technologie qui se développe actuellement appelée technique de renforcement de remblai par des nappes horizontales. Les matériaux géosynthétiques sont principalement utilisés pour améliorer la résistance du remblai porteur. Ce type de renfort est plus adapté que le renfort métallique.

À cet effet, nous nous sommes proposé dans le cadre de ce mémoire d'étudier le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par des armatures géosynthétiques sous différents types de chargement statique.

La modélisation numérique est effectuée avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 3D.

Plan de travail :

Ce mémoire est composé par deux parties, la première partie « notion sur les ouvrages de soutènement en remblais renforcé » est constituer par 02 chapitres :

- **Chapitre I:** les ouvrages de soutènement comporte des généralités sur les ouvrages de soutènement et les différents types selon leur mode de fonction.

- **Chapitre II:** les méthodes de calcul des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ce chapitre portant des informations sur la pression latérales des terres, le principe et le dimensionnement courant, et les méthodes de calcul des murs de soutènement en sol renforcé. La deuxième partie concerne l'outil numérique et les études numériques effectuées et rassemble deux chapitres :

- **Chapitre III:** Présentation des outils de simulation numérique, comporte une présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique (PLAXIS 3D) nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement.

- **Chapitre IV:** sera consacré à l'étude et la modélisation numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par des nappes géosynthétiques. Il comporte la présentation de la simulation numérique de notre cas de référence étudié et les diverses phases de calculs. Ensuite, une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé. Cette analyse concerne l'effet de type de chargement, la géométrie de mur et le type de remblai sur les déplacements horizontaux du parement et les efforts de traction maximum dans les armatures.

Chapitre 1 :
Notions sur les ouvrages de
soutènement

Chapitre1:

Notions sur les ouvrages de soutènement

1.1 Introduction:

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval. Il en existe une grande variété caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les deux grandes familles d'ouvrages de soutènement sont les murs et les écrans.

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage. L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements. Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'Art (ponts, ...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.[1]

Les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories:

- ✓ **Les murs de soutènement**(murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs-caissons, etc.)
- ✓ **Les écrans de soutènement**(rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles, etc.)
- ✓ **Les systèmes de soutènement composites**(batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.)

1.2 Définition des ouvrages de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé la retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain.

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, endéblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques,hydrologie) et des contraintes d'intégration dans l'environnement(nuisance,traitement architectural).[1]

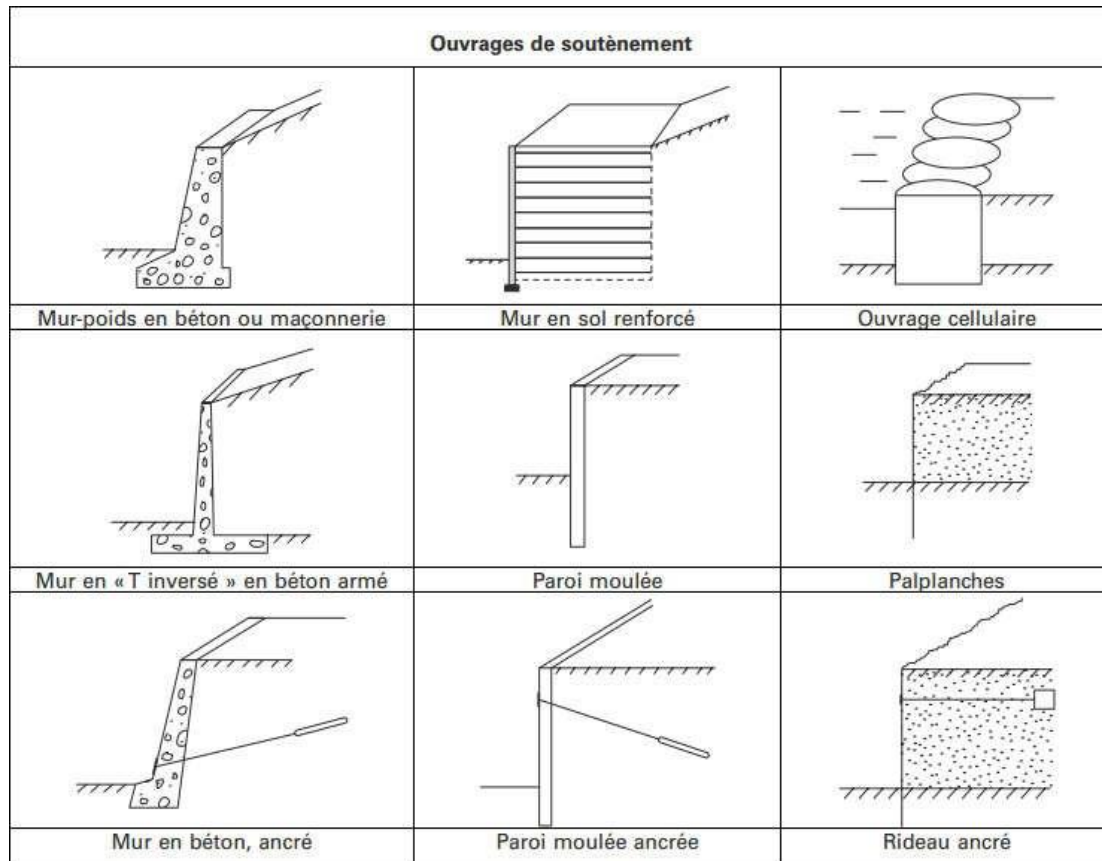


Figure1.1Exemples des ouvrages de soutènement.[2]

1.3 Différents types des ouvrages de soutènement :

Il existe une grande variété d'ouvrages de soutènement,se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Distinguons trois grandes classes d'ouvrages de soutènement:

1.3.1Murs de soutènement :

Ce sont des ouvrages généralement fonds superficiellement,dont le poids(incluant parfois une partie de la masse de sol retenu) joue un rôle prépondérant. [2]. Qui sont constitués d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation, comme les murs en béton armé en (T renverséou L) ou les murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,) ou formés d'éléments spéciaux (gabions métalliques).

1.3.1.1 Murs poids :

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en bétonnon armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, degabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes rempliesde terre,). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif dedrainage.[3]

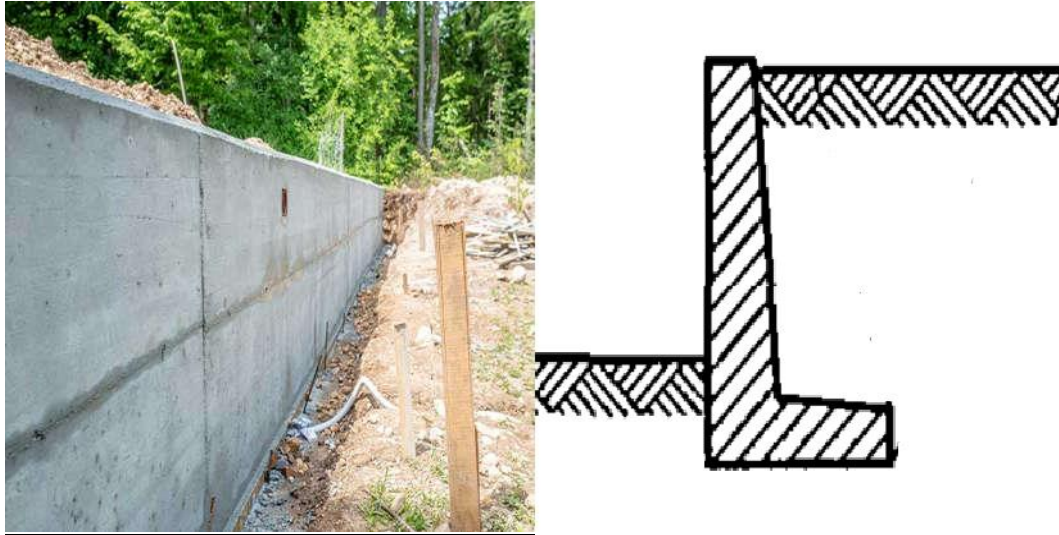


Figure1.2Exemple de murpoids en béton.

Mur formé de gabions c'est-à-dire de cubes grillagés remplis de blocs de carrière ou de blocs d'alluvions. Ils réalisent un massif de butée auto drainante, en pied de glissement (de même que les massifs de butée en enrochements).Al'origine,le gabion est un cylindre entressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications.[3]

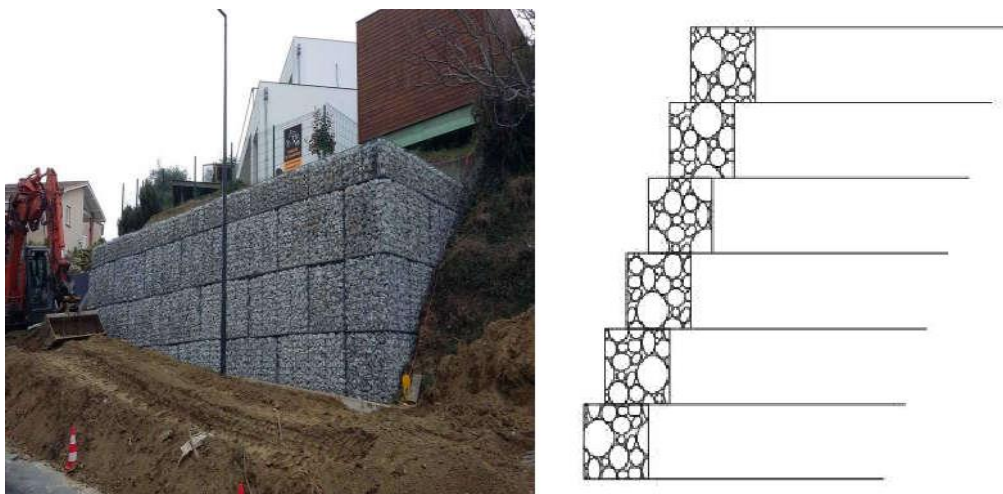


Figure1.3Exemple de mur formé de gabion.

1.3.2 Écrans de soutènement :

Ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant. [2]. Qui sont constitués uniquement d'une paroi résistante comme les rideaux de palplanches, les parois moulées en béton armé.

1.3.2.1 Murs en béton armé ou mur cantilever:

Les murs en béton armé sont probablement le type d'ouvrage de soutènement le plus couramment employé. [3]

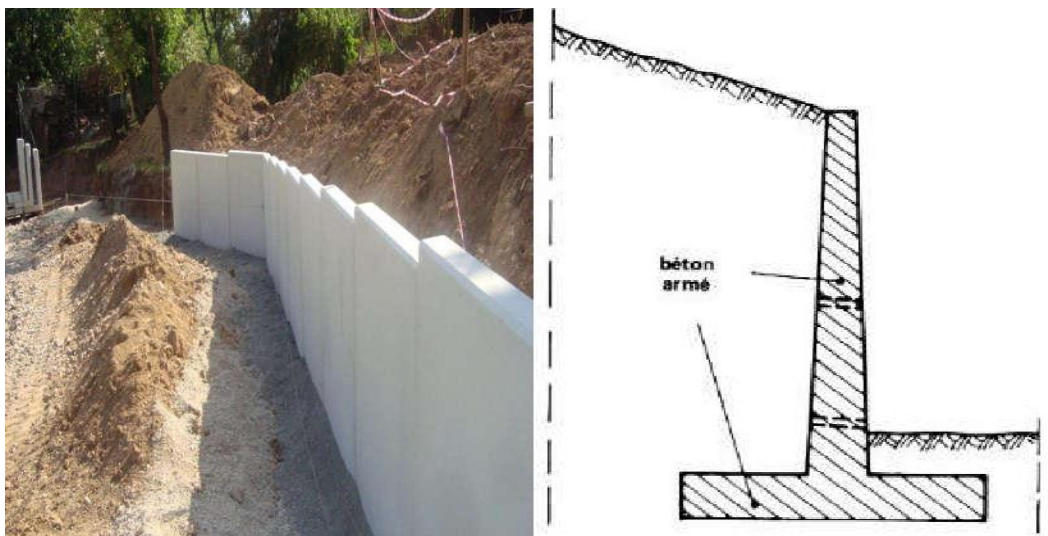


Figure 1.4 Mur en béton armé.

1.3.3 Systèmes de soutènement composites:

Ce sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements, interposés entre des couches successives du remblai au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage. [2]. (Batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée, murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.). Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.

1.3.3.1 Massifs en sol renforcé:

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Ces ouvrages sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre

Lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement.[3]

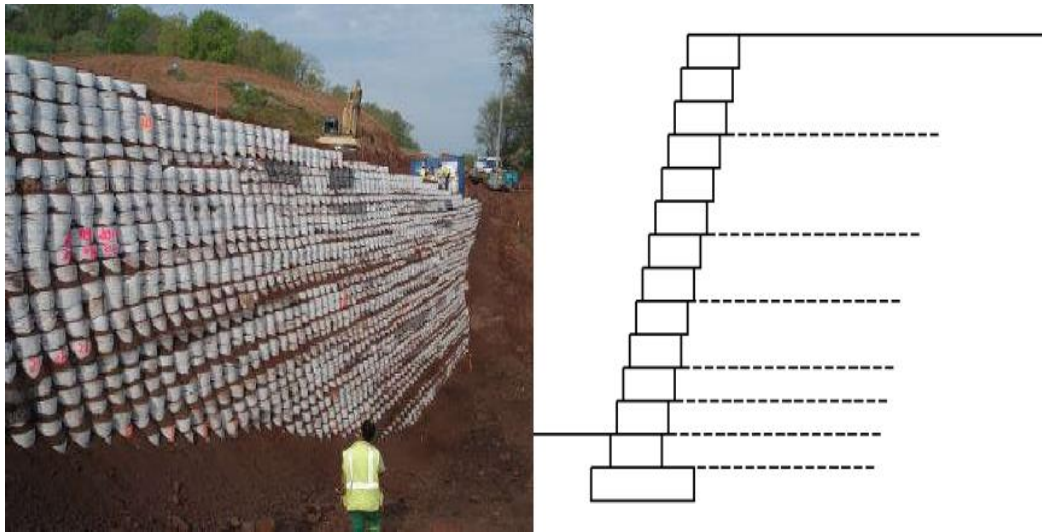


Figure 1.5 Exemple de murrenforcé par géosynthétique.

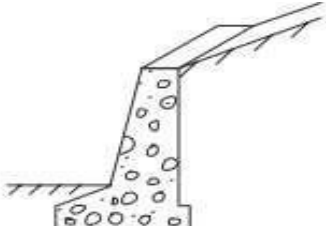
1.3. Classement des ouvrages de soutènement:

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise, On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

1.4.1 Ouvrages Rigides:

Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle. [4]

Tableau 1.1 Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids.[5]

Typé d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 Mur-poids en béton ou maçonnerie	Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille

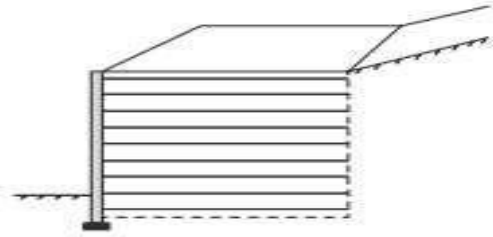
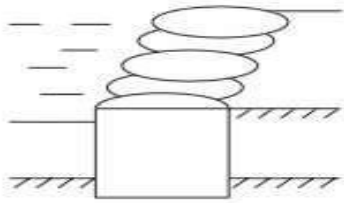
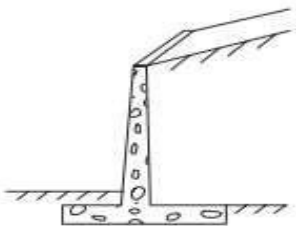
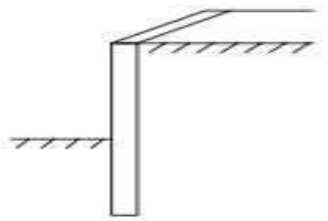
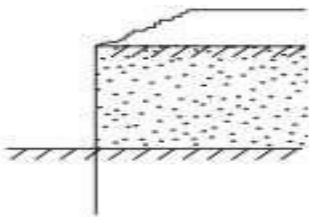
 Mur en sol renforcé	Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.
 Ouvrage cellulaire	La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

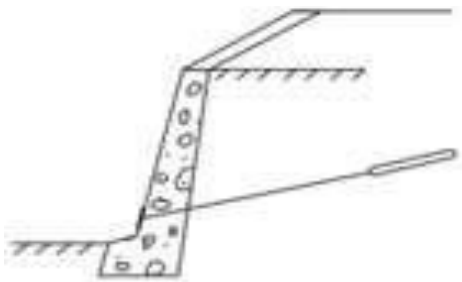
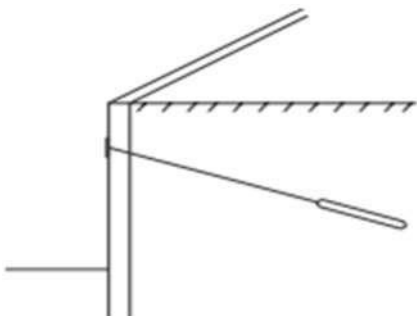
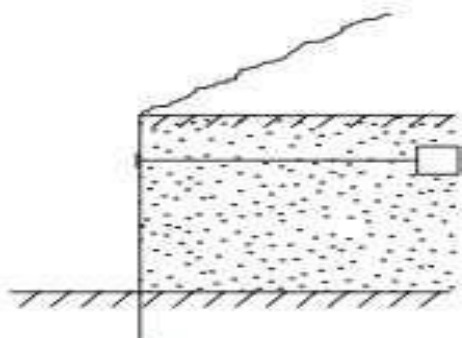
Tableau 1.2 Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement. [5]

Typé d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 Mur en « T inversé » en béton armé	Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.
 Paroi moulée	Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.
 Palplanches	Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.

1.4.2 Ouvrages Souples:

L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.[4]

Tableau 1.3 Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation. [5]

Typed'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 Mur en béton, ancré	Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection
 Paroi moulée ancrée	
 Rideau ancré	Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. A l'issue de la mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.

1.4. Fonctionnement des ouvrages de soutènement :

Pour stabiliser un massif de sol, on peut aussi s'opposer à la poussée des terres, par la construction d'une paroi ou d'un mur. Dans un massif de sol, le mur permet de réduire l'emprise du talus pour laisser place au passage d'une route ou préserver un bâtiment déjà présent.

1.5.1 Stabilité d'un ouvrage de soutènement:

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).[3]

1.5.1.1 Stabilité interne:

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.

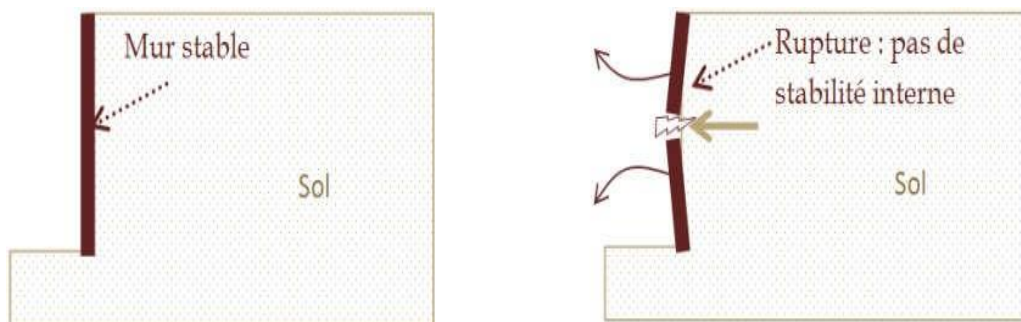


Figure 1.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

1.5.1.2 Stabilité externe:

Il existe trois types de stabilité externe:

- ✓ La stabilité au renversement.
- ✓ La stabilité au glissement.
- ✓ La stabilité au poinçonnement.

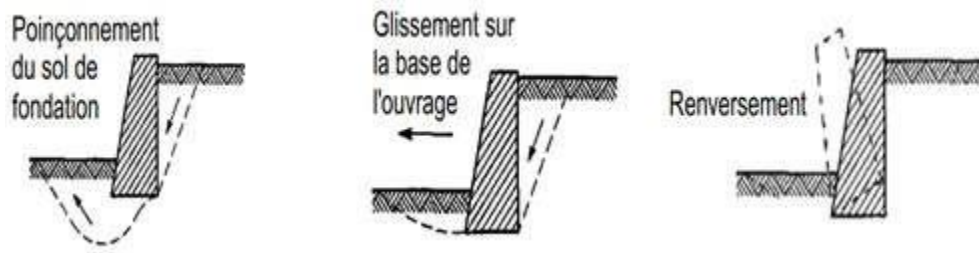


Figure1.7 Troistypesdestabilitéexterne. [6]

Stabilité au renversement:

Un ouvrage de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.



Figure1.8 Influencederenversementsurlemur.

Stabilité au glissement:

Un ouvrage de soutènement peut glisser sur sa base. La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. A défaut la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

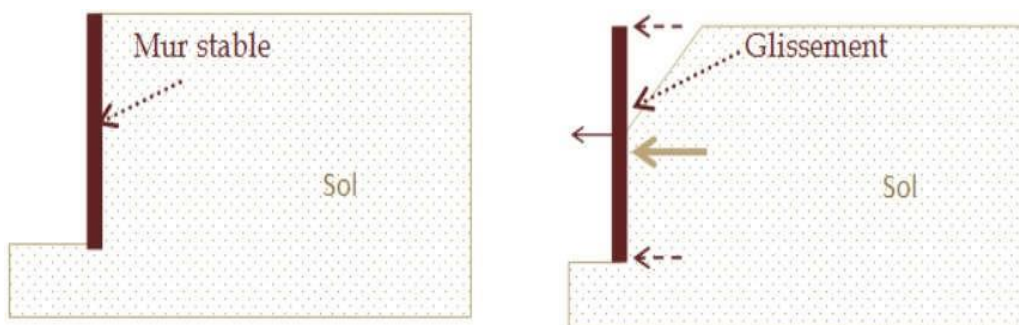


Figure1.9 Influence de glissement sur le mur.

1.5.1.3 Stabilité au poinçonnement:

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité.

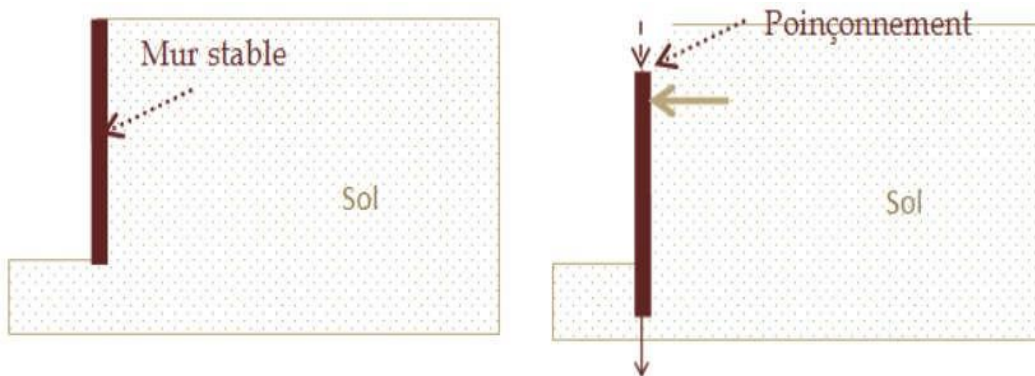


Figure1.10 Influence de poinçonnement sur le mur.

1.5 Conclusion:

Les ouvrages de soutènement sont des constructions ont pour but de prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux; leur mise en œuvre peut être faite à titre temporaire ou définitif. La réalisation des ouvrages de soutènement est nécessaire, soit pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches dans les zones montagneuses, soit pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Chapitre 2 :
Méthodes de calcul des ouvrages de
soutènement en sol renforcé

2.1. Introduction:

Les sols exercent des pressions verticales sur les couches sous-jacentes, ce qui engendre des pressions latérales dites « poussée des terres ». L'analyse de ces pressions horizontales des terres est d'un aspect très important en MDS. Généralement, les hypothèses admises sont : un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique, car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante. Ses applications sont diverses tel que l'analyse de stabilité versants et le dimensionnement des différents ouvrages, comme les digues et les ouvrages de soutènement, etc. Ces derniers doivent être conçus de manière à résister à cette poussée [7].

Pour un massif de sol, on distingue trois états d'équilibre : un état au repos, un état actif « dé poussée » et un état passif « dé butée ».

2.1.1. Méthodes de calcul des poussées et des butées des terres

Plusieurs méthodes ont été développées en se basant sur la théorie des états limites de poussée et dé butée, et elles sont pratiquement utilisées dans les calculs des ouvrages de soutènements.

La méthode de Coulomb est la méthode fondatrice de plusieurs méthodes développées ultérieurement, on cite aussi autres méthodes telles que celle de Rankine, Boussinesq-Cauchy et Kérisel, Sokolovski, Cullmann, les états correspondants, Brinch Hansen, la ligne élastique et la poutre équivalente.

Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite en première étape la détermination des pressions des terres agissant sur la surface de contact du mur et du massif de sol, en se basant sur l'application des théories de poussée et dé butée bien connues. Le comportement du sol est couramment supposé du type rigide-plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb, et caractérisé par trois paramètres: le poids volumique γ , l'angle de frottement ϕ et la cohésion C .

Les trois principales méthodes de calcul utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limites sont celles de Coulomb (1776), Rankine (1860) et Boussinesq (1882). Par ailleurs, Prandtl propose un type particulier d'équilibre formé de deux familles de lignes de glissement : la première est formée d'un faisceau de rayons polaires et la deuxième est formée de spirales logarithmiques. Ce type d'équilibre est d'ailleurs connu sous le nom Équilibre de Prandtl [9].

Afin d'aborder les problèmes qui ne relèvent ni du schéma d'équilibre limite du Boussinesq, ni de celui de Prandtl, Sokolovski (1961) a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques en milieu pulvérulent ou cohérent, permettant de traiter les problèmes dont la solution peut être présentée sous forme d'une zone plastique.

En conséquence de sa théorie, il fut possible d'établir un théorème relatif à la similitude mécanique des zones plastiques qui généralise celui des états correspondants de Caquot et Kérisel(1948)[9].

Les équations d'équilibre limite au sein d'un massif en plasticité parfaite nécessitent en fait une

Intégration numérique en vue de déterminer le tenseur de contraintes en tout point du massif.

Les équations de Boussinesq, la borieuses et limitées au cas d'un sol pulvérulent non surchargé, ont été par la suite intégrées numériquement par Caquot et Kérisel(1948) pour aboutir aux tables bien connues des coefficients de poussée et de butée[10].

Absi(1984) a montré que pour un sol cohérent, cette superposition mène à un état d'équilibre sur abondant, donnant ainsi des résultats pessimistes mais du côté de la sécurité[11].

Calcul des efforts de poussée-butée

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les efforts de poussée et de butée. Les principales sont présentées dans ce chapitre par ordre chronologique après un rappel de la notion de poussée-butée.

Equilibre de poussée-butée

Les sollicitations dites de poussée et de butée se rencontrent dans tous les cas où un ouvrage comprend une surface sub-v verticale en contact avec le sol.

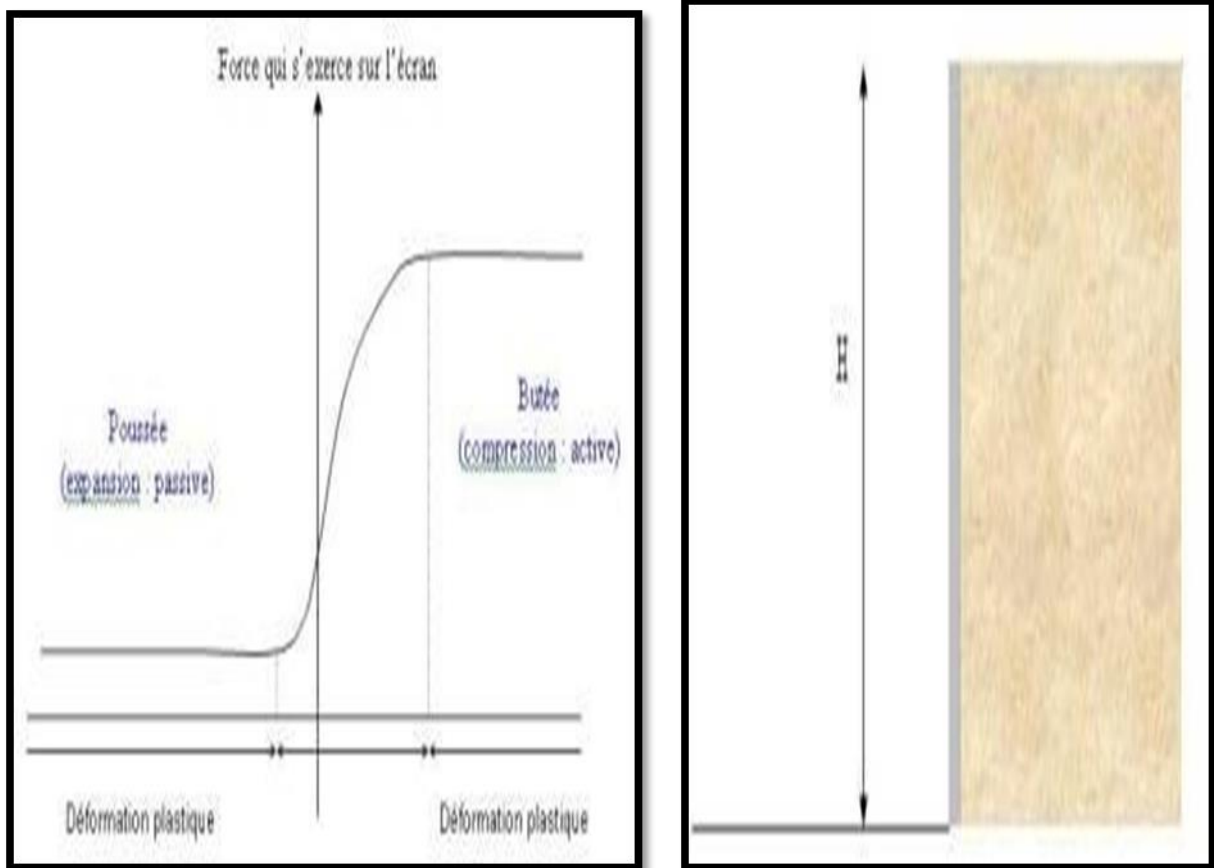


Figure 2.1: Etat de poussée et butée

Si l'on déplace un mur par rapport au sol, dans un sens ou dans l'autre, on observe que pour un certain déplacement, le massif va se rompre. Selon le sens de ce déplacement, cet équilibre est différent. On parle alors d'équilibre limite de poussée ou de butée [13]. On dit qu'un milieu semi-infini est en équilibre limite, si en tout point du milieu le cercle de Mohr des contraintes est tangent aux droites de Coulomb, donc si le critère de plasticité est satisfait en tout point du milieu (figure 2.2).

Remarque: toute augmentation de la sollicitation entraîne la rupture par écoulement plastique.

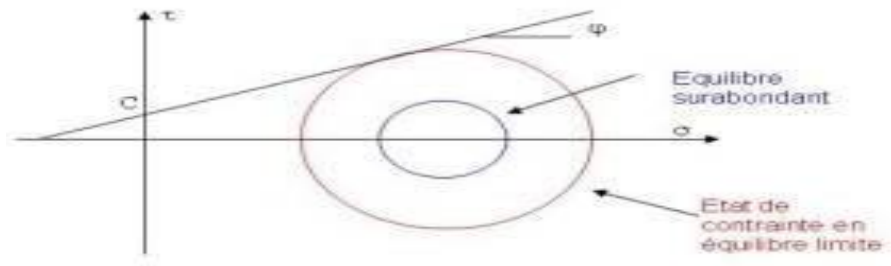


Figure 2.2: Cercle de Mohr pour un état d'équilibre limite

Si l'on imagine un déplacement horizontal dans le sens d'une décompression du massif : après un déplacement de l'ordre de $h/1000$ (h est l'hauteur du mur), le massif va atteindre la rupture. On appelle cette limite : l'équilibre limite de poussée.

Si l'on imagine un déplacement horizontal du mur dans le sens d'une compression du massif : après un déplacement de l'ordre de $h/100$ (soit environ 10 fois plus que dans le cas précédent), le massif situé à droite du mur va atteindre la rupture.

On appelle cette limite : l'équilibre limite de butée. On s'intéresse à présent à l'état de contrainte dans le sol.

- L'état initial dans le massif est donné par le cercle d'extrémités (σ'_{vo} ; σ'_{ho})
- Poussée: à partir de l'état de repos, on diminue σ'_v en imposant une expansion, c'est-à-dire un relâchement du massif jusqu'à ce que le cercle atteigne la courbe intrinsèque [13].

$$\sigma'_h = K_a \sigma'_v \text{ en poussée}$$

- Butée: à partir de l'état de repos, la contrainte horizontale augmente jusqu'à atteindre la valeur limite maximale pour laquelle le cercle de Mohr tangente la droite de rupture.

$$\sigma'_h = K_p \sigma'_v \text{ en butée}$$

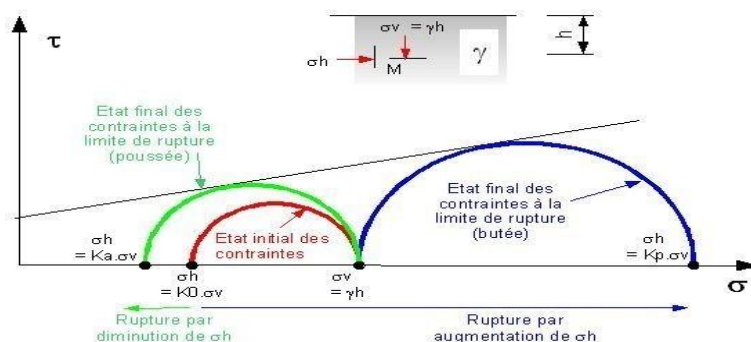


Figure 2.3 : Cercles de Mohr correspondant aux différents états d'équilibre

«a» pour «actif»/«p» pour «passif», ces termes se référant à «l'action» du sol.

Remarque: $K_a, K_p = 1$ si $C' = 0$

2.1.2 Méthode de Coulomb:

Charles Augustin Coulomb (1736 - 1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Son premier ouvrage important fut, en tant que " Lieutenant en Premier du Génie", la construction de 1764 à 1772 à la Martinière du fort Bourbon. A son retour en métropole en 1773 il publie à l'Académie des Sciences un important mémoire de mécanique appliquée intitulé : Sur une application des règles de Maximis & Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. (Par M. COULOMB, Ingénieur du Roi). La méthode de Coulomb permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considérations de l'état de contrainte s'exerçant dans le sol derrière le mur [14].

Elle repose sur les hypothèses suivantes:

- Sol semi-infini, homogène, isotrope,
- condition de déformation plane,
- courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB,
- massif à surface libre plane, COULOMB suppose que la surface de rupture est plane (coin de Coulomb).

Calcul de la force de poussée:

Soit un écran vertical de hauteur H soutenant un massif de sol sans cohésion avec un terre-plein horizontal :

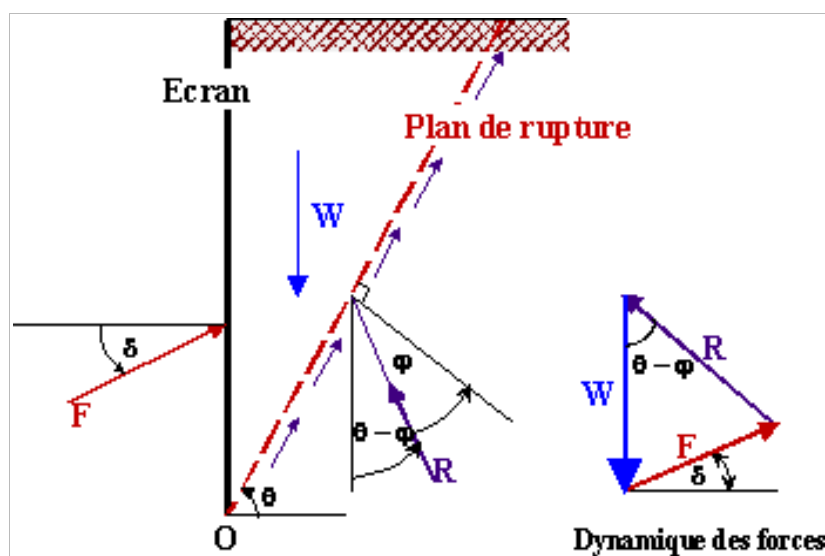


Figure 2.4: Plan de rupture pour un état de poussée

On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de Coulomb) passant par le pied de l'écran et faisant un angle θ avec l'horizontale.

- On fait l'hypothèse que la contrainte de cisaillement $\tau = \sigma \tan \phi$ (sol sans cohésion) est complètement mobilisée le long de ce plan. Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide plastique, ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur. L
- la réaction totale du sol R sur lequel glisse le coin de Coulomb est inclinée de l'angle ϕ sur la normale au plan de rupture [14]. L
- la force $F = -P$ (poussée du sol) est inclinée de δ sur la normale à l'écran δ est supposée connue. L
- le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin de sol (R , W et $F = -P$; W est le poids du mur et F est l'opposé de la force de poussée qu'exerce le sol sur le mur. O
- on détermine ainsi F en fonction de l'angle θ

La méthode de Coulomb consiste à prendre le maximum de $F(\theta)$ (Maximis) pour calculer la poussée, ce serait le contraire pour la butée (Minimis). En appliquant la méthode de Coulomb, on calcule la poussée en supposant que $F(\theta) = 0$. Le maximum de F est donné pour : $\theta = \pi/4 + \phi/2$

$$F_a = 1/2 \gamma h^2 \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$$

$$\text{Et } K_a = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$$

Poncelet a généralisé la méthode de Coulomb à un écran incliné de λ et à un sol surmonté d'un talus d'angle β . Par la même procédure, on détermine le coefficient de poussée K_a , avec δ , λ et β positifs dans le sens trigonométrique.

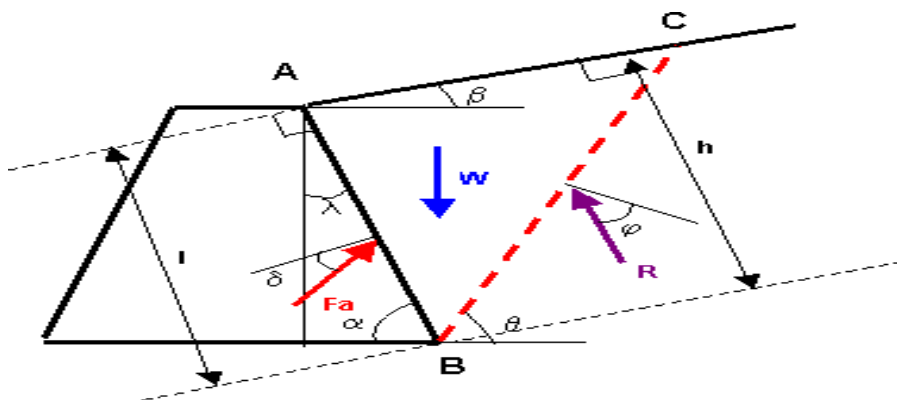


Figure 2.5: Coin rigide de Coulomb pour un état de poussée

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

Et $F_a = 1/2 K_a \cdot \gamma l^2$

Remarque:

-La méthode de Coulomb, qui suppose des plans de rupture, n'est pas applicable dans le cas de

La butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans.

-La méthode de Coulomb donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée de sols sans cohésion, spécialement si δ, λ et β sont positifs. Par contre elle n'indique pas la répartition des contraintes le long de l'écran. La méthode de Coulomb ne permet donc pas de déterminer le point d'application de la force F_a

2.1.2 Méthode de Rankine

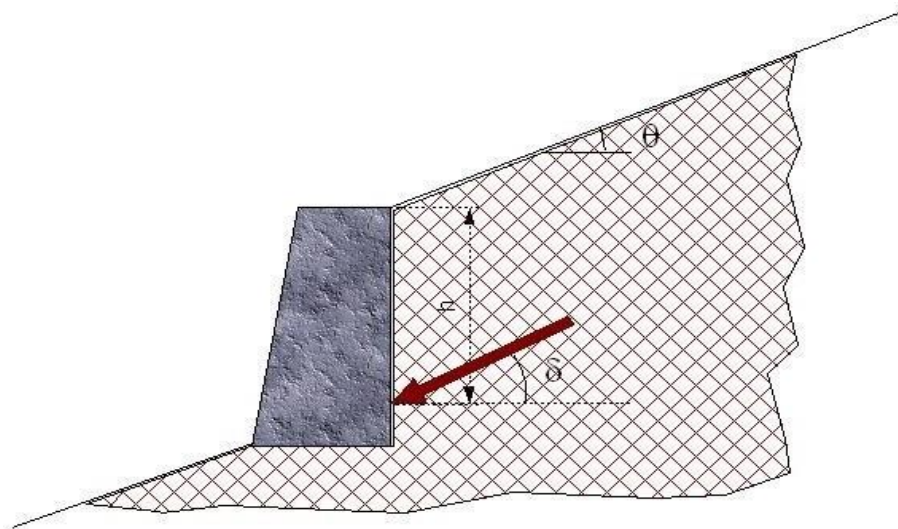


Figure 2.6 : Force de poussée agissant sur un mur de soutènement

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

La poussée est homogène à une contrainte, inclinée de $\delta = \theta$ à une profondeur donnée h sur un écran vertical avec une surface libre du terrain incliné de θ . Le calcul de la force de poussée ou de butée va s'effectuer par intégration des contraintes sur la hauteur du mur. L'inconvénient est que cette méthode on impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et qu'on ne tient pas compte du frottement entre le sol et le mur. Les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont:

Pour un sol pulvérulent: $\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v$$

K_a et K_p s'appliquent sur les contraintes effectives.

Ces contraintes sont inclinées de $\delta = 0$ par rapport à l'horizontale [14].

Cas particuliers Pour un milieu pulvérulent ($c' = 0, \phi' > 0$), dans le cas d'une surface libre horizontale:

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v$$

Avec coefficient de poussée: $K_a = \tan^2(\pi/4 - \phi'/2)$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v$$

Avec coefficient de butée: $K_p = \tan^2(\pi/4 + \phi'/2)$

Dans le cas d'un massif incliné, on a $K_a = f(\theta, \phi)$ et $K_p = g(\theta, \phi)$. Prise en compte de la cohésion: Le théorème des états correspondants permet de prendre en compte la cohésion. Dans le cas d'un massif à surface horizontale, les contraintes de poussée et de butée sont alors:

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_v - 2c' \cdot (K_a)^{1/2}$$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_v + 2c' \cdot (K_p)^{1/2}$$

2.1.2 Méthode de Boussinesq (1882):

Cette méthode prend en compte le frottement sol-mur. Elle conduit à la modification de l'orientation des lignes de glissement. Elle est donc plus rigoureuse que la méthode de Rankine. L'obliquité δ de l'action limite sur la paroi est une donnée mécanique qui dépend de l'angle de frottement sol-écran et du déplacement relatif terrain-écran. Cet angle de frottement est souvent appelé "rugosité" et il est souvent considéré, conventionnellement, comme égal à 2/3 (en valeur absolue) de l'angle de frottement dans le sol [13]. Les principes de la méthode de Boussinesq ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont les suivantes:

- La rugosité de l'écran est prise en compte.
- L'interaction sol-écran est prise en compte.
- Les conditions aux limites à une distance de l'écran sont prises en considération.
- Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la contrainte sur l'écran est introduite.
- Le milieu est pesant, pulvérulent et non surchargé.
- La surface de sol est supposée libre, inclinée et plane.
- La répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire.
- Le problème se transforme en un système d'équations différentielles non intégrables.

Les résultats sont donnés sous forme de tables de poussée et de butée.

L'influence de l'inclinaison du talus sur la valeur de la poussée et sur celle de la butée est introduite [14].

Les coefficients de poussée et de butée respectivement (k_a, k_p) ont été calculés en

fonction de l'angle du mur (λ), de l'angle du talus derrière le mur (β), du frottement sol/mur ou rugosité (δ) et de l'angle de frottement interne du sol (φ). Les tables donnent directement le coefficient de poussée k_a ou de butée k_p à la profondeur z .

2.2 Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur

2.2.1 Paramètres de résistance au cisaillement:

La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans l'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulents où seul intervient l'angle de frottement interne φ , les sols comportant une partie notable fine sont une résistance au cisaillement dépendant à la fois de leur état de saturation et de la rapidité de la sollicitation de cisaillement.

Pour un sol fin saturé, la résistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée c_u , l'angle de frottement étant alors nul ($\varphi_u = 0$). Par contre, la résistance effective ou à long terme est caractérisée par deux paramètres : c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif.

Pour le calcul des efforts de poussée ou de butée d'un sol non saturé on prendra généralement la résistance effective (c' , φ') mesurée sur le sol saturé. Dans le cas d'un sol fin saturé (limon, argile), il sera parfois nécessaire de faire deux calculs, l'un à court terme correspondant aux conditions juste après la construction, l'autre à long terme correspondant aux conditions dans lesquelles les surpressions interstitielles se sont dissipées, soit quelques semaines à quelques mois après la construction. C'est le cas des parois exécutées dans le sol en place avec excavation. Cependant l'expérience montre que c'est le calcul à long terme et en contraintes effectives (c' , φ') qui est le plus défavorable, aussi se contente-t-on souvent de ce seul calcul.

Il convient d'être prudent sur la prise en compte de la cohésion effective c' dans le cas des sols saturés. On la néglige souvent dans le calcul de la poussée considérant qu'elle peut être facilement détruite sous l'effet, notamment, des déplacements de l'ouvrage.

2.2.2 Frottement sol-mur

L'angle de frottement δ entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants:

- ✓ La rugosité du parement;
- ✓ l'angle de frottement interne du sol φ ;
- ✓ le tassement relatif entre le mur et le sol;
- ✓ l'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement, comme il est indiqué dans le tableau 2. Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance à tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple,

d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle δ est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important. Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3\phi$ est celle à retenir. [8]

2.3 Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élasto-plastique continu[14].

2.3.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture, illustrés à la figure 2.3, peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement:

1. Le glissement de l'ouvrage sur sa base
2. Le renversement de l'ouvrage
3. Le poinçonnement du sol de fondation
4. Le grand glissement englobant l'ouvrage
5. La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des

Eléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par érosion hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi (cf. article Ouvrages de soutènement. Poussée et butée).

L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Nous ne les détaillerons que dans le cas des murs en béton ou en maçonnerie.

Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Nous l'explicitons systématiquement, sauf dans le cas des murs poids en béton ou en maçonnerie où cette étude relève des calculs classiques de béton[8].

2.4 Justification de la stabilité des ouvrages de soutènement

Parmi les modes de rupture possibles, le calcul de stabilité prend en compte la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

Un facteur de sécurité est calculé pour chacun de ces modes, et on retient le plus petit. S'il est très proche ou inférieur à 1, il est jugé insuffisant, et redimensionne le mur. Généralement le coefficient de sécurité est pris supérieur ou égal à 1,5 [12].

2.4.1 Stabilité interne:

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. [12]

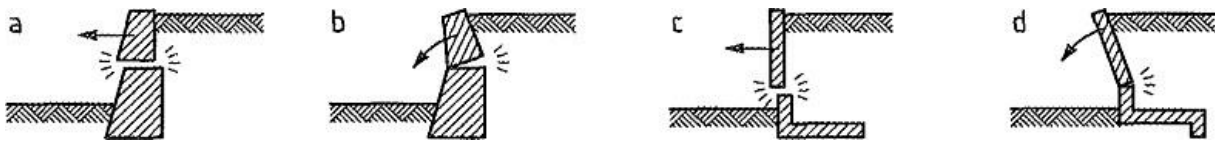


Figure 2.7: Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de mur

2.4.2 Stabilité externe:

L'étude de la stabilité externe comporte les points suivants:

A. Stabilité d'ensemble

Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est, toutefois, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes.

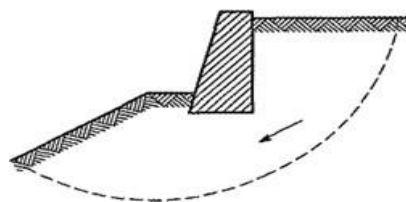


Figure 2.8 : Rupture du mur par grand glissement

B. Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation.

Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol (contrainte admissible). Cette justification relève du calcul des fondations

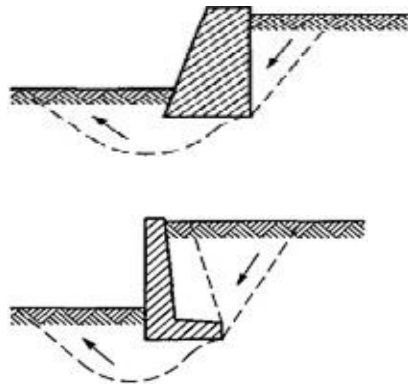


Figure 2.9: Rupture du mur par poinçonnement

C. Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur.



Figure 2.10 : Rupture par glissement sur la base du mur

D. Stabilité au renversement

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation.

La justification consiste à s'assurer que le coefficient de sécurité au renversement F_s :

$$F_s = (\text{somme des moments résistants} / \text{somme des moments moteurs}) \geq 1.5$$

❖ Les moments résistants sont induits par:

- L'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui

charge sa fondation.

- L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.[12]

Les moments moteurs sont ceux induits par:

- La poussée des terres
- Eventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage

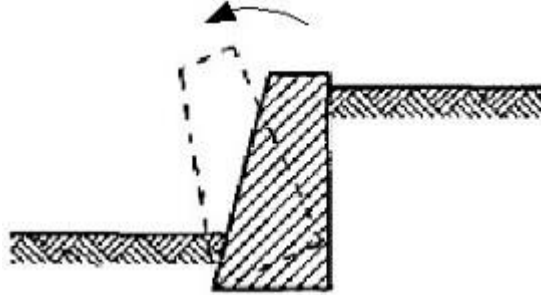


Figure 2.11: Rupture du mur par renversement

Les différentes étapes d'évaluation de la stabilité d'un mur de soutènement sont représentées dans la figure 12.

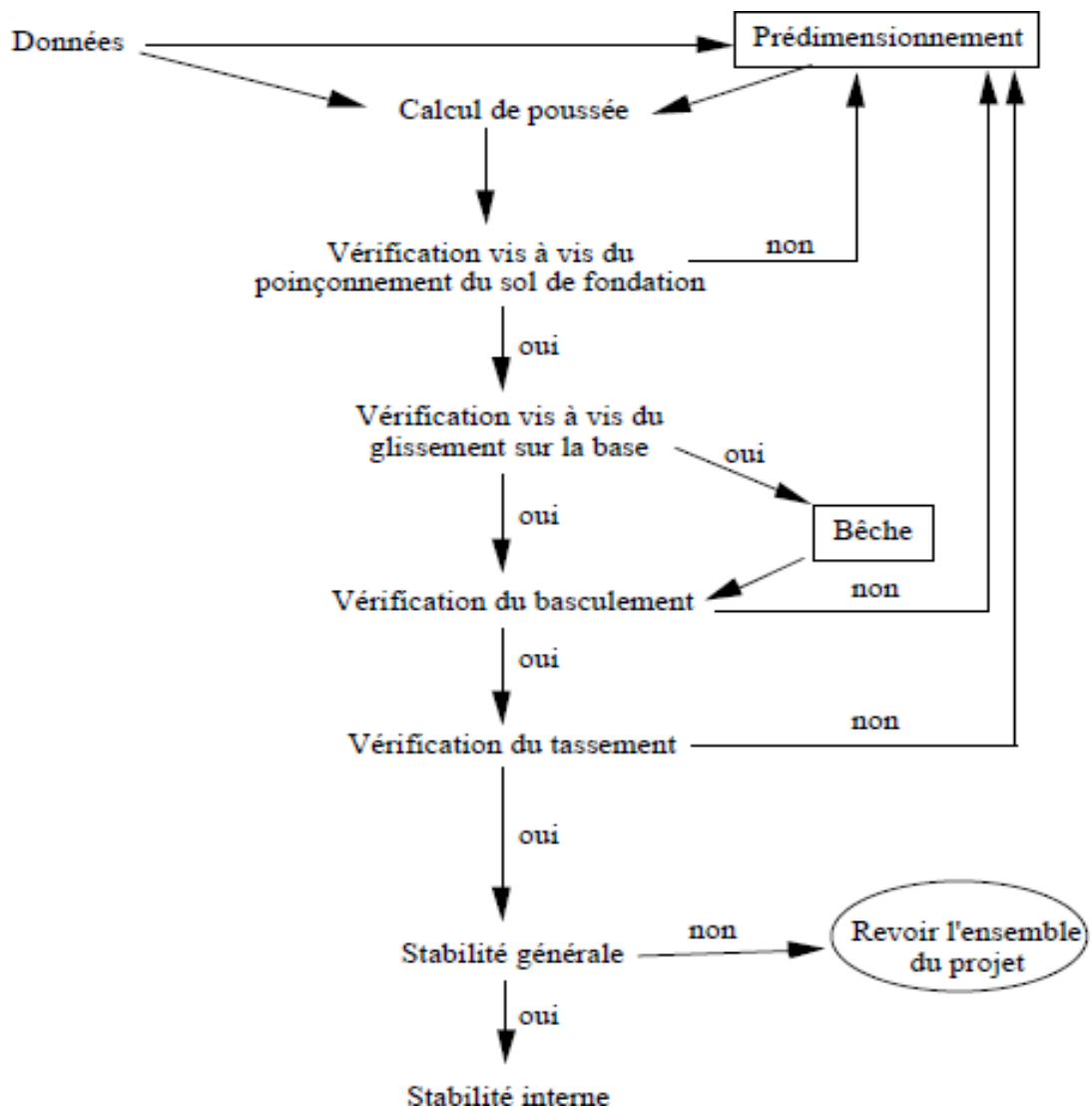


Figure 2.12 : Evaluation de la stabilité d'un mur de soutènement en béton armé

Les avantages des méthodes de calcul classiques:

- Application facile et rapide.
- Bonne adaptation pour le pré-dimensionnement de la fiche.
- Prise en compte d'un coefficient de sécurité.

Les inconvénients des méthodes de calcul classiques:

- Comportement extrêmement simplifié du sol et de la structure.
- Écran rigide.
- Aucune indication sur les déplacements du terrain.
- Pas d'indication sur les déplacements de l'écran.
- Pas d'interaction sol-structure.
- Pas de prise en compte de plusieurs lits de tirant.
- Limitation des sollicitations et des types de surcharges.

2.5.Principe de fonctionnement du mur en sol renforcé

2.5.1.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 2.12 et 2.13).

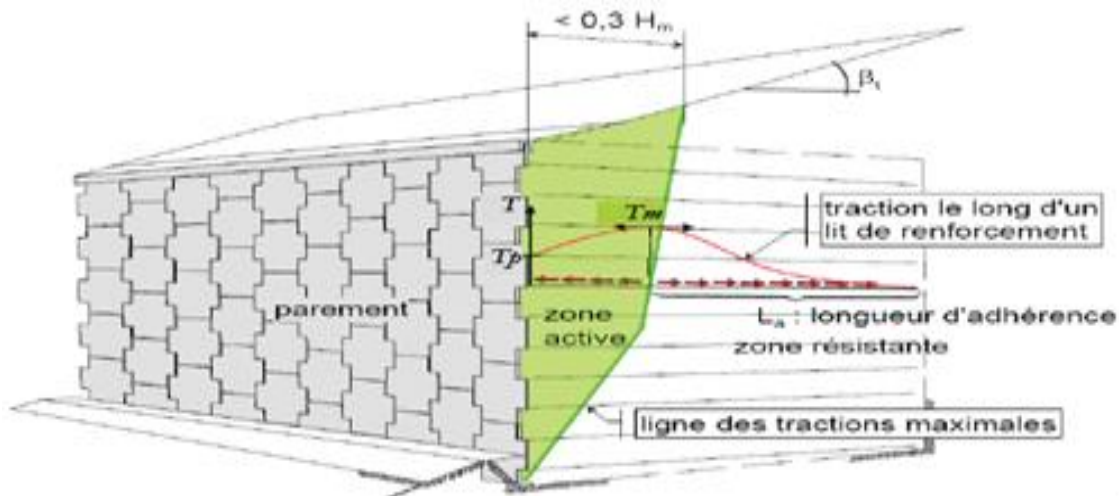


Figure 2.12. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures [15]

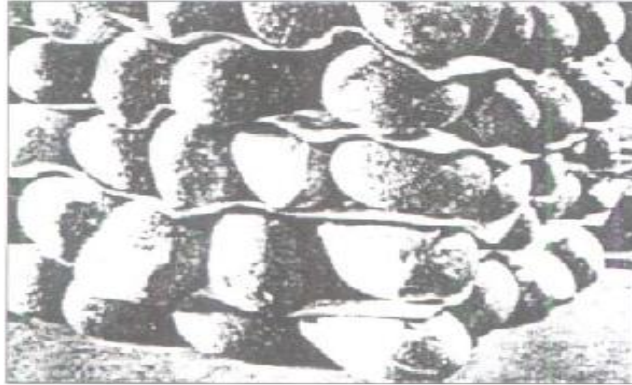


Figure 2.13. Illustration de la structure du sol renforcé par armatures[16]

Le massif est donc constitué de deux zones (Figure 2.14) :

- 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 frottante des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

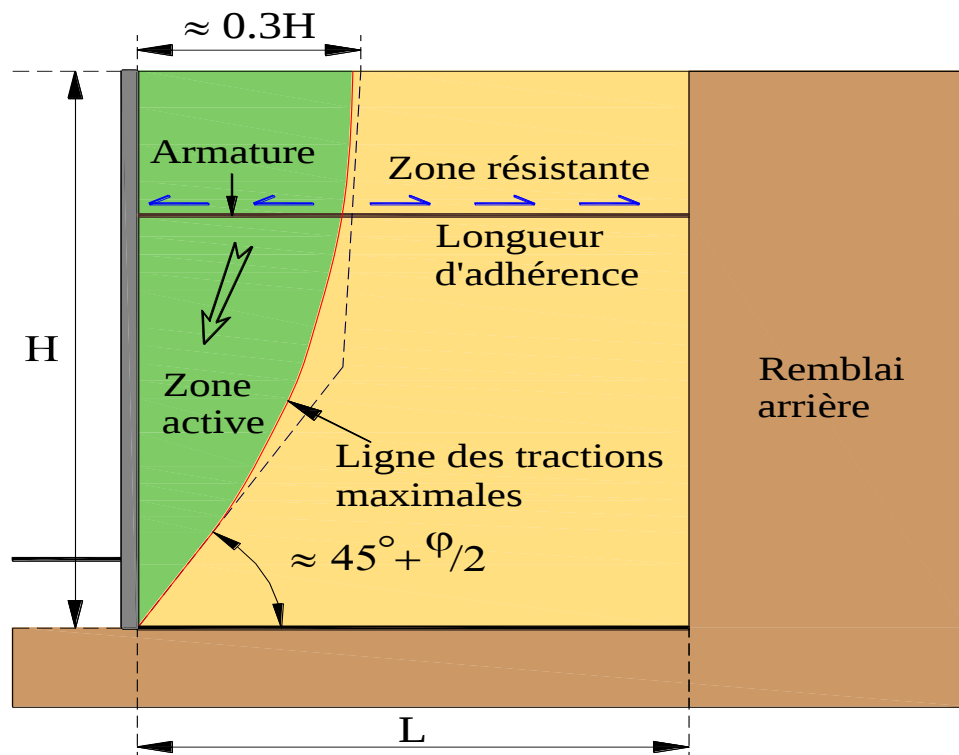


Figure 2.14. Fonctionnement interne d'un muren remblai renforcé [17]

2.5.2.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, déjauchage et inertie en cas d'accélération sismique) ainsi que les actions externes appliquées (surcharges diverses, poussée des terres à l'arrière du massif).

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité e par rapport à l'axe du remblai figure 2.15.

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.

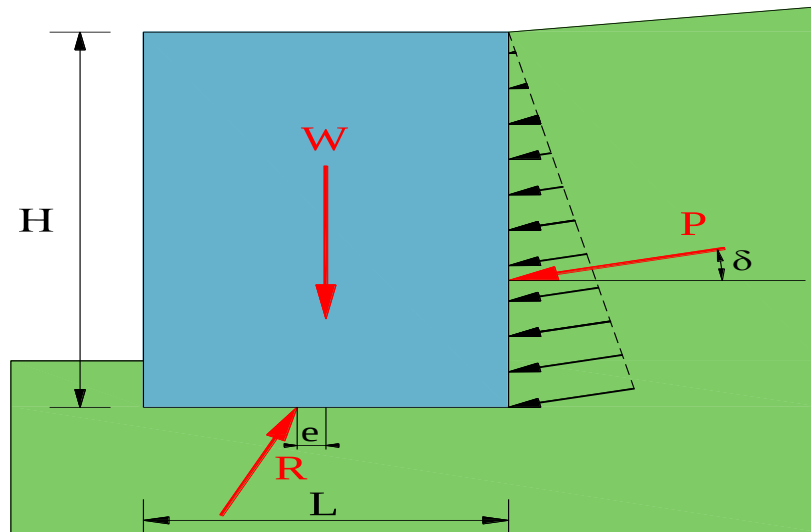


Figure 2.15. Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé [17]

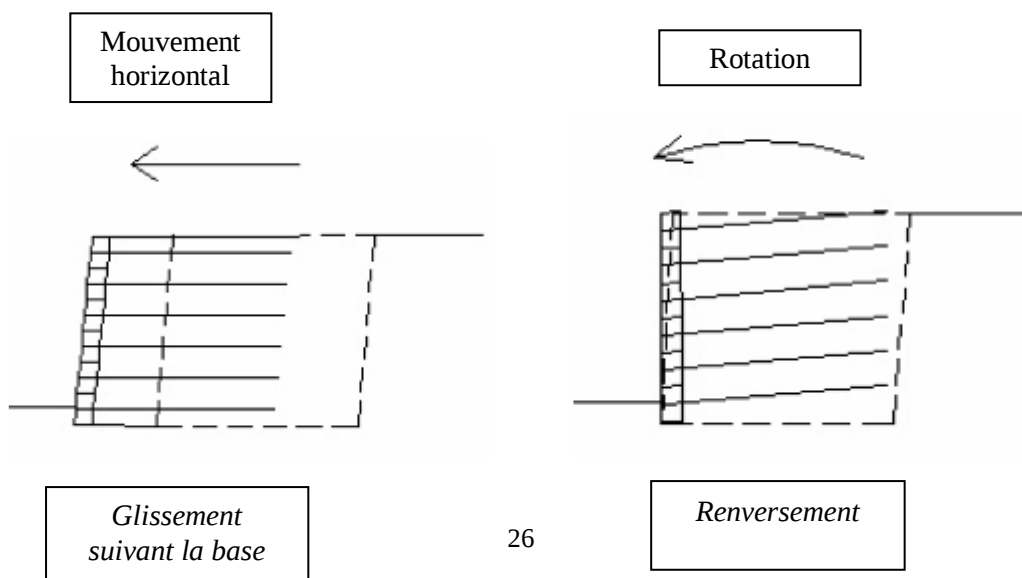
2.6. Modes de rupture

2.6.1. 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 2.16.

Ils sont :

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



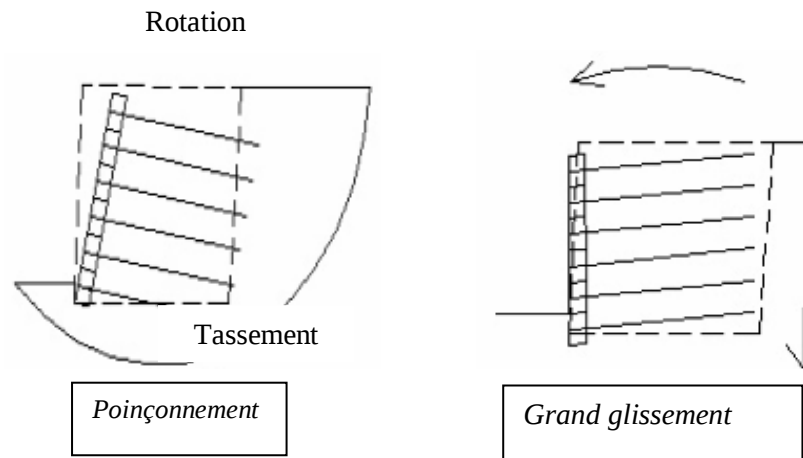


Figure 2.16. Possibilité de ruptures dues à la Stabilité externe de murs de soutènement en sol renforcé

2.6.2. 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 2.17 .a) ;
- Arrachement des armatures si la résistance à arrachement des armatures est Insuffisante (figure 2.17 .b) ;
- Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (figure 2.17 .c).

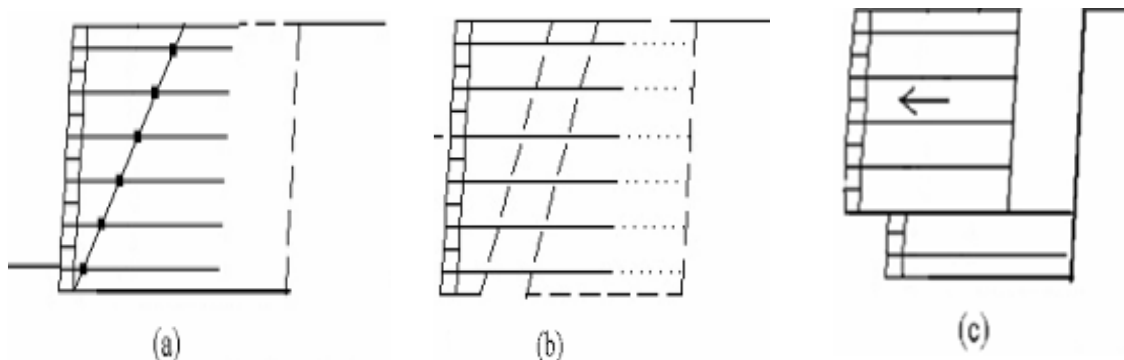


Figure 2.17. Possibilités de rupture due à la Stabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé

2.6.3. 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 2.18.

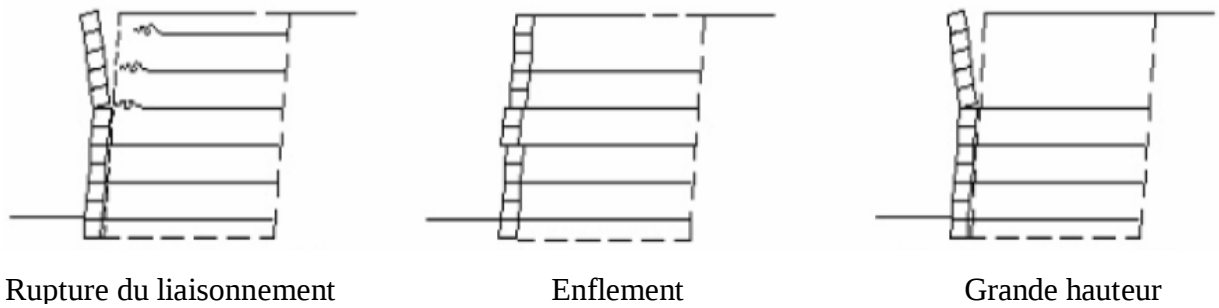


Figure 2.18. Possibilités de rupture due à la Stabilité du parement de murs de soutènement en sol renforcé

2.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques méthodes de calcul des poussées et des butées comme la méthode de Rankine et la méthode de Boussinesq et les notions de dimensionnement des ouvrages de soutènement notamment les principes de dimensionnement des écrans de soutènement comme les parois moulées et les rideaux de pieux. ces méthodes sont nombreux, on peut cite la méthode aux éléments finis, méthode des différences finies et la méthode du coefficient de réaction.

Chapitre 3 :
*Présentation de l'outils de
simulation numérique*

3.1. Introduction:

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré-et de post-processeurs conviviaux et simples d'emploi.

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 publics 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.[18]

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 s'est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier.

3.2. La méthode d'éléments finis en géotechniques :

3.2.1. Introduction

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé, en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation.

3.2.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est donc est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base:

- La mécanique des structures: élasticité, résistance des matériaux, plasticité, ... etc.
- L'analyse numérique: méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
- L'informatique appliquée: techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

3.3. PLAXIS 3D:

PLAXIS 3D est un logiciel d'éléments géotechniques limité avec une 3D complète. Un préprocesseur qui permet d'importer des objets CAO et de les traiter ultérieurement dans un contexte géotechnique. Le logiciel est fourni sous forme de progiciel étendu, comprenant la déformation élastique statique, les modèles de sol avancés, l'analyse de la stabilité et de l'uniformité et l'analyse de l'intégrité.

3.3.1 Définition de code éléments finis PLAXIS 3D

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 3D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affine.

3.3.2 Les étapes de création d'un modèle avec plaxis 3D

Les démarches principales de création d'un modèle avec plaxis 3D est comme suit :

3.3.2.1 Créer un nouveau Projet

Pour créer un nouveau projet, cliquez sur Démarrer un nouveau projet. La fenêtre Propriétés du projet apparaît, composée de trois onglets, Projet, Modèle et Constantes) Figure 3.1 et Figure (3.2).



Figure 3.1: Boîte de dialogue de sélection rapide

3.3.2.2 Propriétés du projet

La première étape de chaque analyse consiste à définir les paramètres de base du modèle d'éléments finis. Cela se fait dans la fenêtre des propriétés du projet. Ces paramètres incluent la description du problème, le type de modèle, le type de base des éléments, les unités de base et la taille de la zone de dessin.

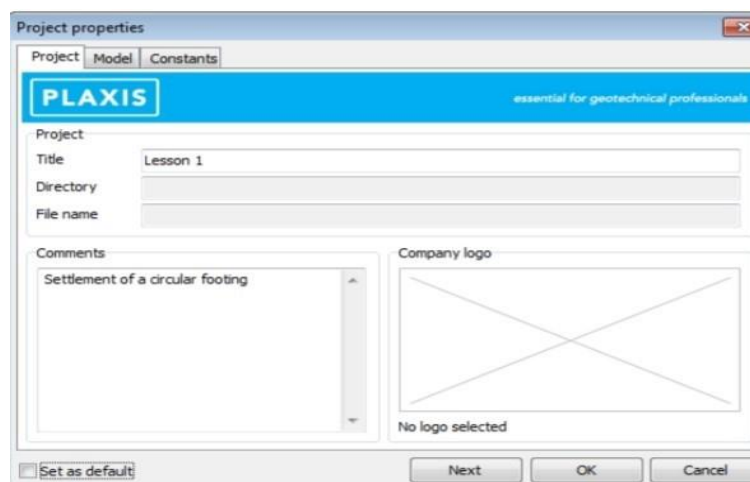


Figure 3.2 : Onglet ; Projet de la fenêtre ; Propriétés du projet

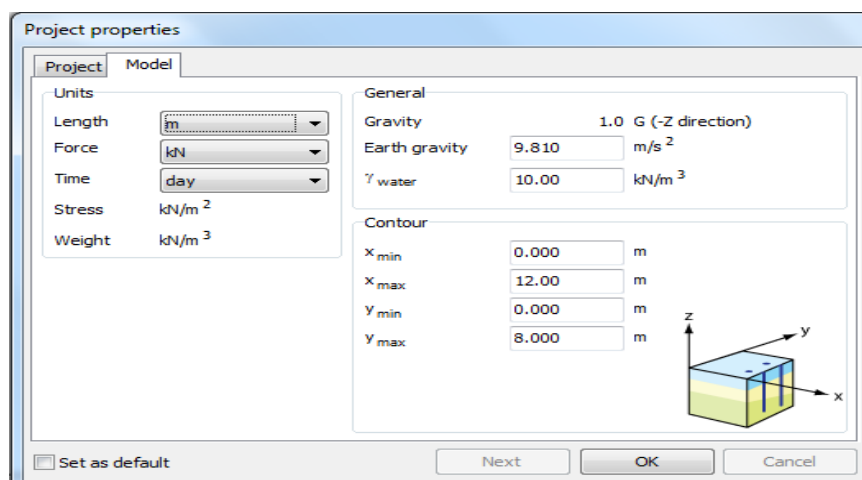


Figure 3.3: Onglet; modèle de la fenêtre des propriétés du projet

3.3.2.3 Définition de la stratigraphie du sol:

Après la définition des paramètres de base du modèle, l'utilisateur devra saisir les paramètres relatifs aux sols puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques.

Les informations sur les couches de sol qui doivent être saisies sont les caractéristiques du matériau pour différents sols et les informations sur la position de la nappe phréatique.

Afin de simuler le comportement du sol, un modèle de sol adapté et Des paramètres de matériau doivent être affectés à la géométrie. Dans PLAXIS 3D, les propriétés du sol sont collectées dans des ensembles de données de matériau et les différents ensembles de données sont stockés dans un matériau base de données. A partir de la base de données, un ensemble de données peut être affecté à une ou plusieurs couches de sol.

Pour les structures (comme des murs, des plaques, des ancrages, des géogrilles, etc.) le système est similaire, mais dans la phase suivante (mode Structures).

Les types de structures ont des paramètres différents et donc des types de matériaux différents ensembles de données. PLAXIS 3D fait la distinction entre les jeux de données matériaux pour le Sol et les interfaces, Plaques, géogrilles, poutres.

Les figures 3.4, 3.5, 3.6 et 3.7 présentent les étapes principales pour la création de la stratigraphie d'un sol.

Les étapes sont résumées ci-dessous:

- a. Définition du nombre des couches du sol et d'épaisseur pour chaque couche, ainsi que de la position de la nappe phréatique (Figure 3.4)
- b. Définition des caractéristiques de différents sols (Figure 3.5, 3.6 et 3.7).
- c. Affectation des caractéristiques du sol aux couches du sol précédemment défini.

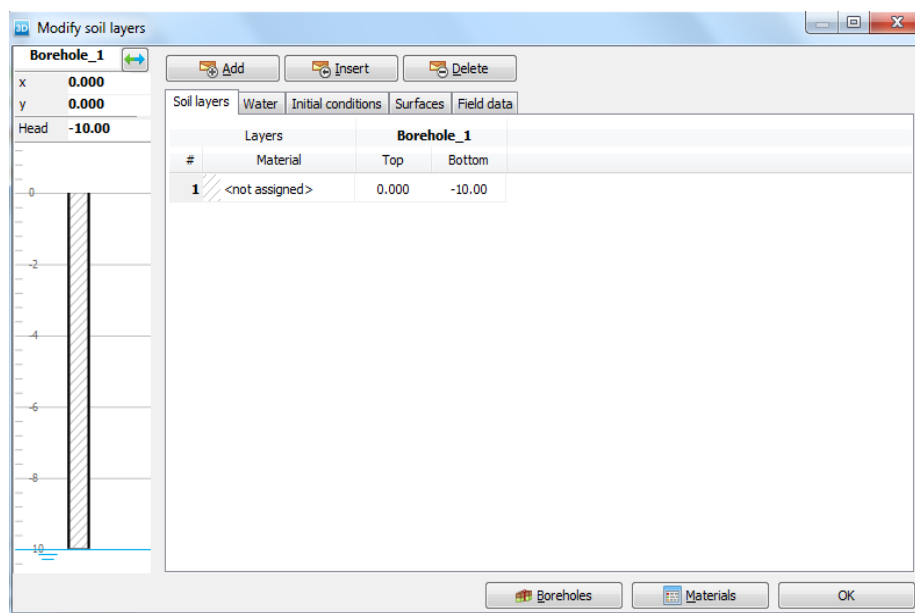


Figure 3.4: Fenêtre de Modification des couches de sol

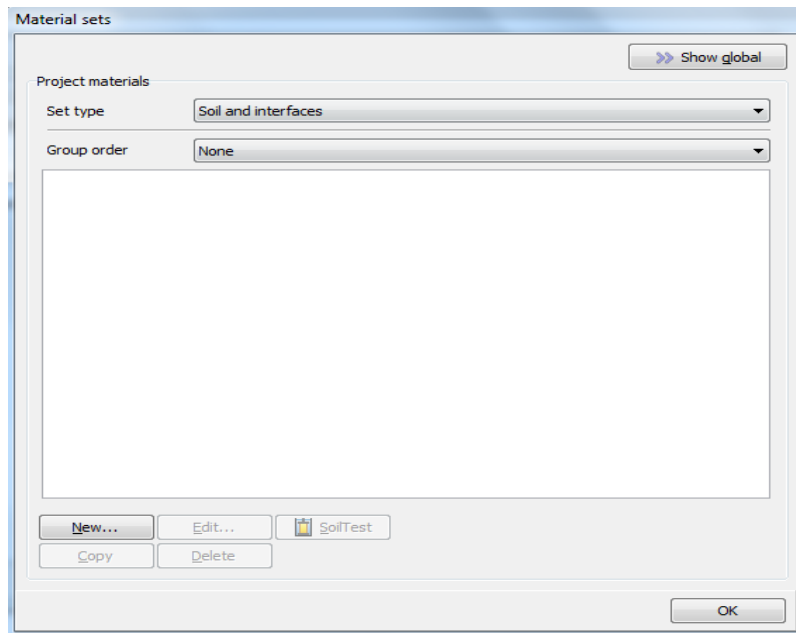


Figure3.5 :Fenêtre de matériaux

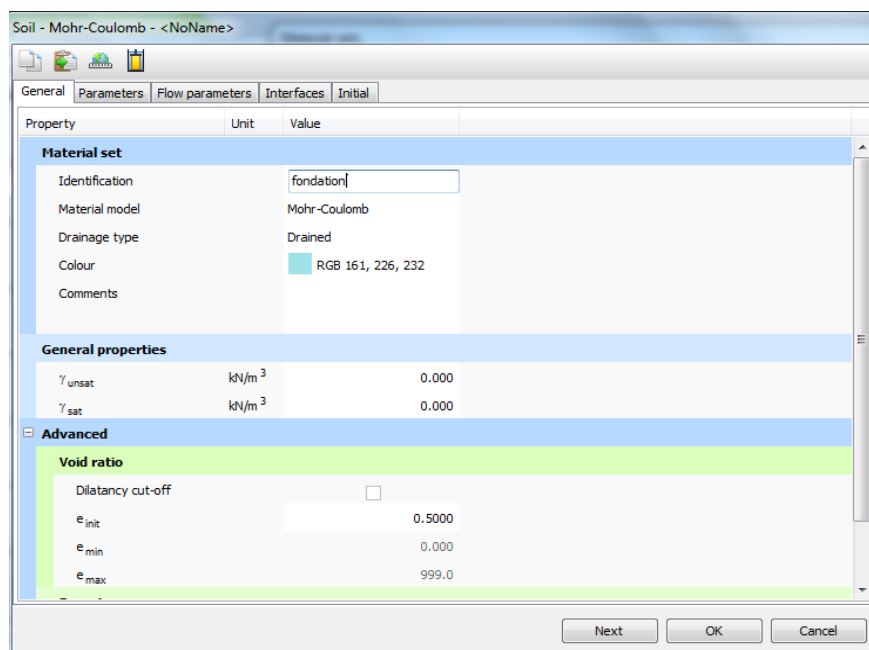


Figure3.6:Onglet du type de sol et des interfaces

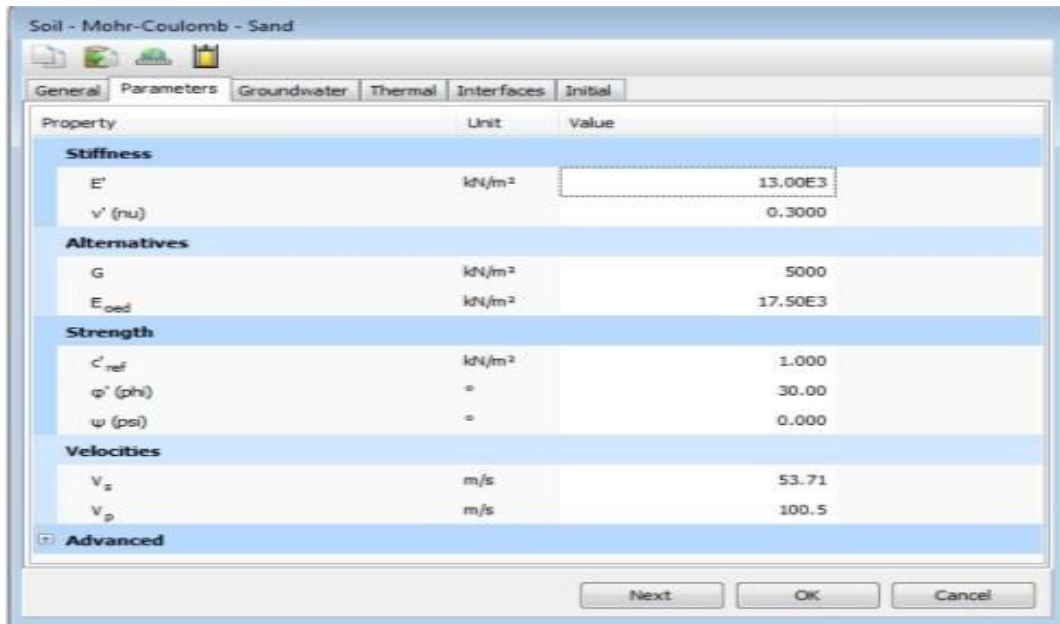


Figure3.7: Onglet des paramètres de d'ensemble du type de sol et interfaces

3.3.2.4 Définition des éléments structuraux Les éléments :

Dans plaxis 3D, les entités géométriques ainsi que les éléments structuraux et les forces dans le projet sont définis dans le mode Structures.

Pour créer les structures (plaques, poutres...) cliquez sur l'onglet structures pour procéder à la saisie des éléments structuraux dans le Mode structures. A titre d'exemple, la figure3.8 présente un exemple de création d'un déplacement imposé.

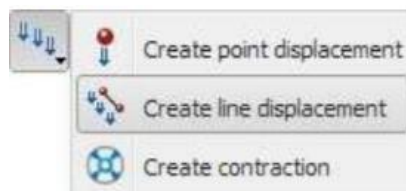


Figure3.8 : Option créer un déplacement ligne dans le menu déplacement imposé

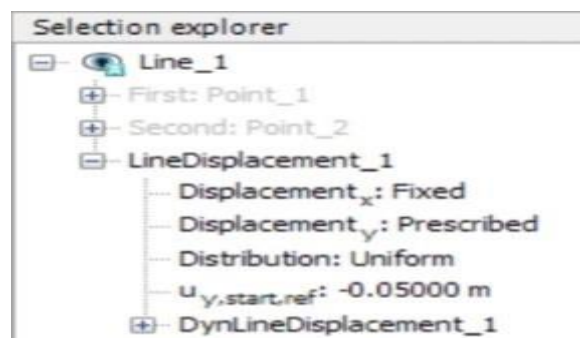


Figure3.9: Déplacement prescrit dans l'explorateur de sélection

3.3.2.5 Génération de maillage

Lorsque le modèle géométrique est terminé, le maillage d'éléments finis peut être généré. PLAXIS3D permet une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle la géométrie est divisée en éléments de type élément de base et structures compatibles éléments, le cas échéant.

La génération du maillage tient pleinement compte de la position des points et des lignes dans le modèle, de sorte que la position exacte des couches, des charges et des structures soit prise en compte dans le fini maille d'élément. Le processus de génération est basé sur un principe de triangulation robuste qui recherche des triangles optimisés. En plus de la génération de maillage elle-même, une transformation des données d'entrée (propriétés, conditions aux limites, jeux de matériaux, etc.) modèle de géométrie (points, lignes et clusters) au maillage d'éléments finis (éléments, nœuds et points de stress) est faite. Afin de générer le maillage, suivez ces étapes:

- Passez au mode Maillage en cliquant sur l'onglet correspondant. Cliquez sur le bouton Générer un maillage dans la barre d'outils latérale. La fenêtre des options de maillage apparaît en haut.
- L'option Medium est sélectionnée par défaut comme distribution d'éléments.
- Cliquez sur OK pour lancer la génération du maillage

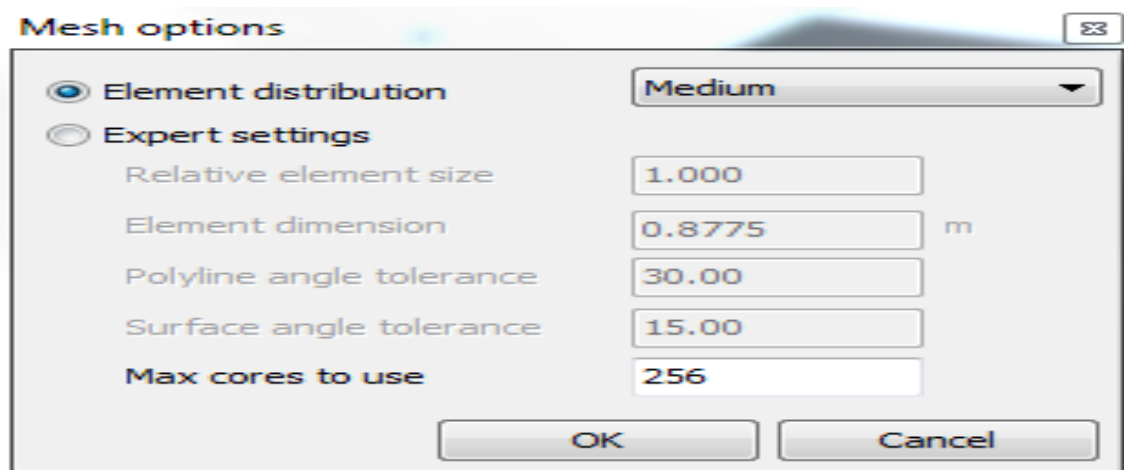


Figure 3.10: Fenêtre des options de maillage généré

Une nouvelle fenêtre s'ouvre affichant le maillage généré (Figure 3.11). Notez que le maillage est automatiquement raffiné sous le pied.

Cliquez sur l'onglet Fermer pour fermer le programme Output et revenir au mode Mesh

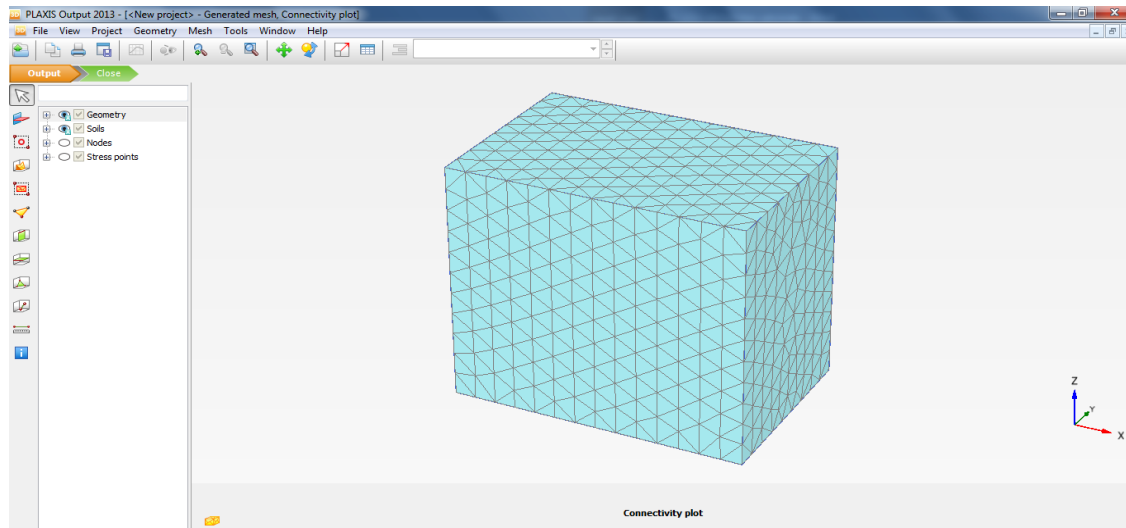


Figure3.11:Maillage généré dans la fenêtre sortie

3.3.2.6 Effectuer des calculs

Une fois le maillage généré, le modèle éléments finis est terminé“Conditions initiales”.

La phase initiale implique toujours la génération de conditions initiales. En général, la première les conditions comprennent la configuration géométrique initiale et l'état de contrainte initial, c'est-à-dire les contraintes effectives, les pressions interstitielles et les paramètres d'état, le cas échéant.Cliquez sur l'onglet Construction par étapes pour procéder à la définition des phases de calcul. Le mode “Conditions de débit” peut être ignoré. Lorsqu'un nouveau projet a été défini, un premier phase de calcul nommée "Phase initiale" ,est automatiquement créée et sélectionnée dans le Explorateur de phases(Figure3.12).Tous les éléments structuraux et les charges qui sont présents

dans la géométrie sont initialement automatiquement désactivées ; seuls les volumes de sol sont initialement actifs. Dans cette leçon du didacticiel, les propriétés de la phase initiale seront décrites

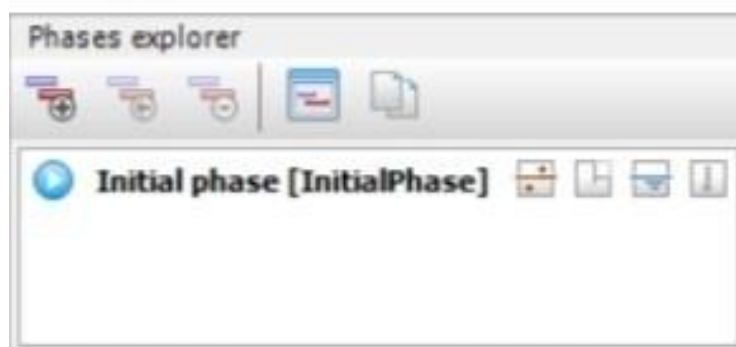


Figure3.12: Explorateur de phases

3.4 Le modèle de comportements qu'on utilise dans PLAXIS3D

3.4.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans le Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . 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 de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

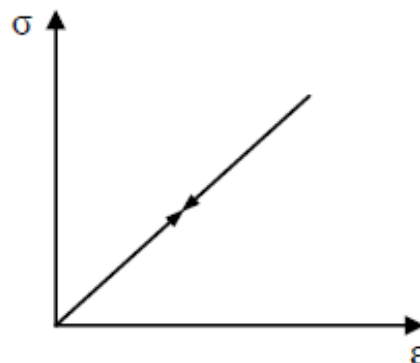


Figure3.13 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire

3.4.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

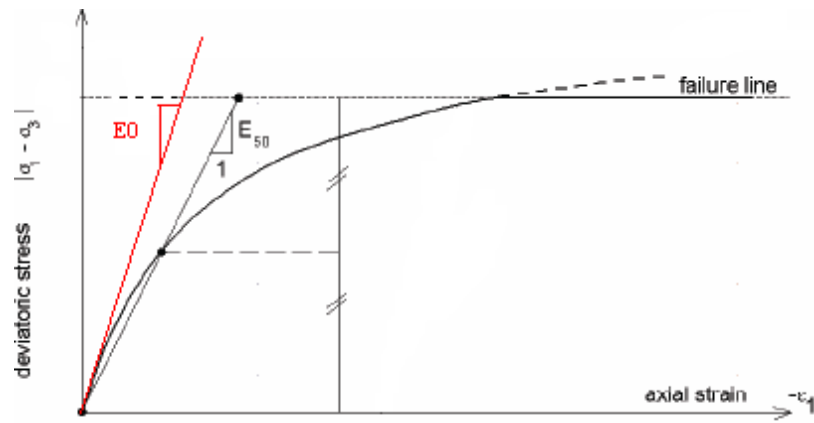


Figure 3.14: Définition du module à 50 % de la rupture (modèle de Mohr-Coulomb)

3.4.3 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, modèle HSM)

Le modèle HSM a pour objectif d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points. Ils'agit essentiellement de:

- La prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites;
- La prise en compte de l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente, ce qui se manifeste par une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité;
- Distinguer entre une charge et une décharge;
- Tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

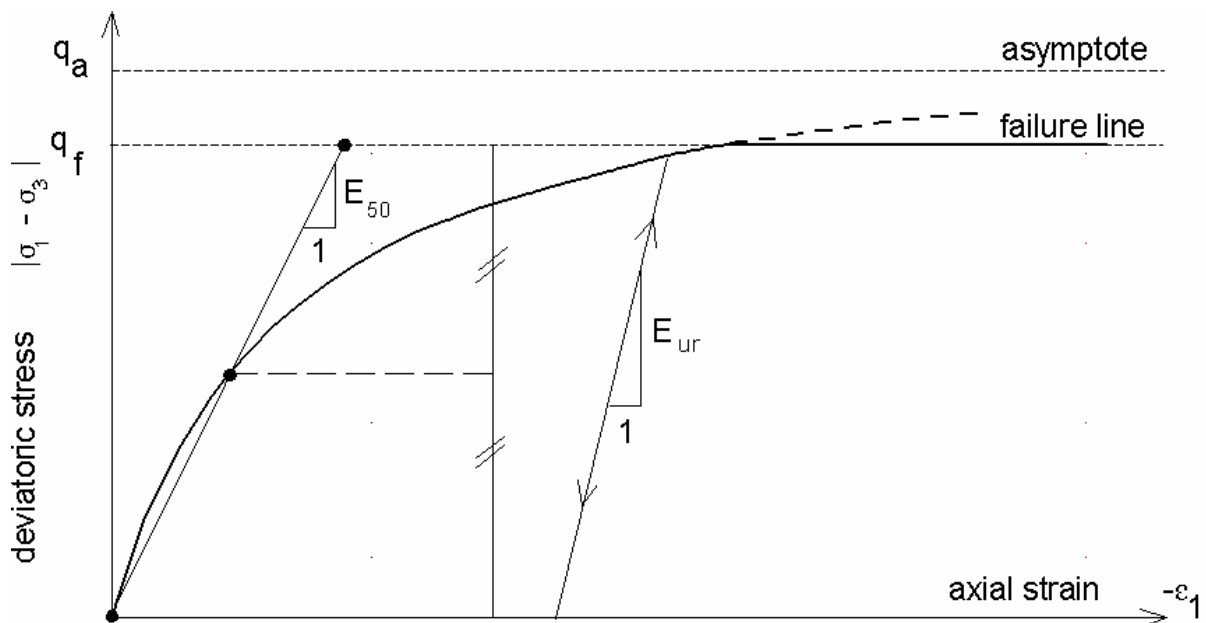


Figure 3.15: Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écrouissage du modèle HSM

3.5 CONCLUSION

L'étude numérique précédente des éléments finis et Plaxis montre un rôle fondamental pour le calcul de la stabilité des structures, et les différentes études géotechniques approuvées.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"...

Dans ce chapitre les modèles principales disponibles dans le code plaxis 3D ont été brièvement décrits en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols.

Chapitre 4

Etude de cas

4.1. 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

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code Plaxis 3d et présenter les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis d'un mur de soutènement 3d renforcé par géogrilles.

Une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé. Cette analyse concerne l'effet de type de chargement, la géométrie de mur et le type de remblai (l'angle de frottement du remblai) sur les déplacements horizontaux du parement et les efforts de traction maximum dans les armatures.

4.2. Présentation du modèle numérique:

4.2.1 Géométrie du modèle

Afin d'étudier le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques on a choisi de modéliser un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétique, le modèle du mur a une hauteur de 6m et une longueur de 22.2m. Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone d'intérêt (zone renforcée) afin d'éviter les effets de bord. Le parement du mur est réalisé avec des blocs en béton ont une section 0.2x0,3m.

Le modèle est composé de deux couches :

Couche1 : couche de fondation ayant une hauteur de 10 m.

Couche2 : couche de remblai ayant une hauteur de 6m.

La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage.

Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux.

La figure 4.1 représente la définition géométrique du modèle proposé pour la modélisation numérique pour cette étude.

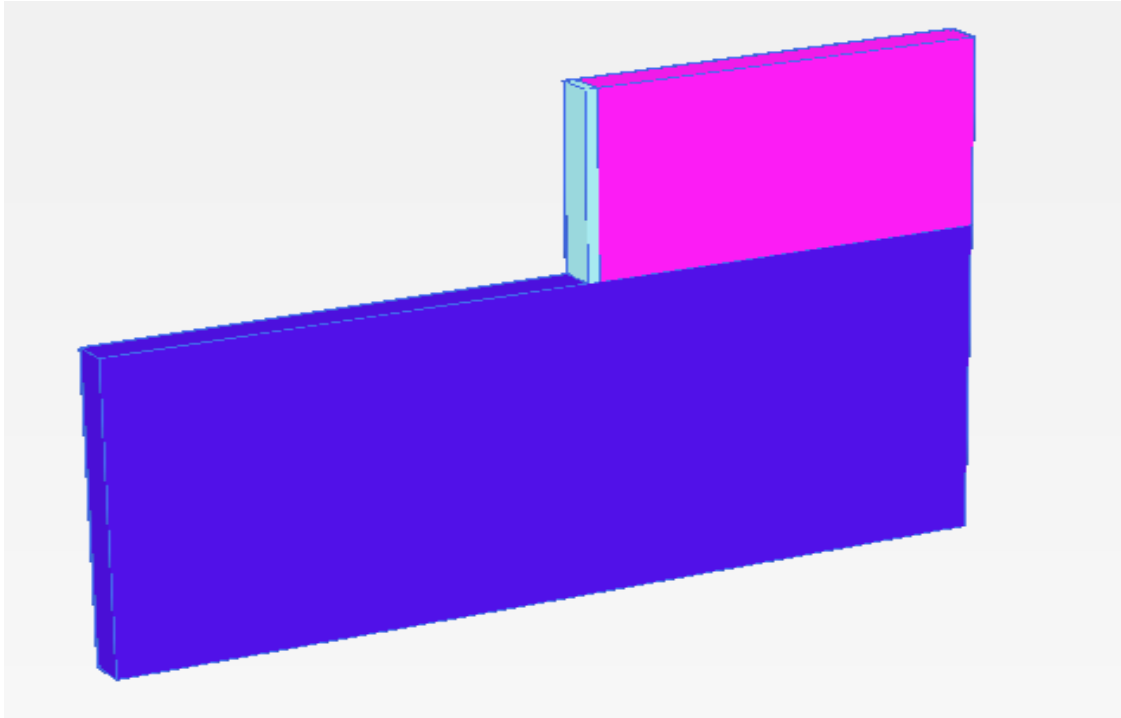


Figure 4.1. Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé

4.2.2 Caractéristiques des matériaux:

• Le sol:

Le modèle est constitué de deux sols différents remblai renforcé et Le sol de fondation. Le modèle de comportement utilisé pour simuler le sol de fondation est un modèle de comportement élastique linéaire. Le sol de remblai est modélisé avec un modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique (modèle de Mohr-Coulomb). Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres : Les paramètres élastiques (E : module d'Young, ν : le coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques (angle de frottement, c : la cohésion et Ψ : angle de dilatance). Les paramètres du modèle du sol sont considérés des caractéristiques d'un sol frottant et sont les mêmes que ceux choisis par plusieurs références telles que Brouthen et al. (2022), et Damians et al. (2021) [18, 19].

Les caractéristiques sont données dans le Tableau 4-1

Tableau 4.1. Propriétés géomécaniques du sol

	Remblai	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Linear elastic
Angle de frottement(degrés)	44	–
Cohésion, c (kPa)	1	–
Angle de dilatance, Ψ(degrés)	14	–
Poids spécifique γ (kN/m3)	18	20
Module de rigidité E (kPa)	50000	200000
Coefficient de Poisson ν	0,3	0.25

- **Les blocs en béton**

Les blocs modulaires ont été modélisés comme des matériaux homogènes en utilisant un modèle de comportement élastique linéaire. Ce modèle est caractérisé par les paramètres représentés dans le tableau 4.2 suivant.

Tableau 4.3. Propriétés du bloc modulaire.

Modèle de comportement	Élastique linéaire
Poids spécifique γ (kN/m3)	23.5
Module de rigidité E (kPa)	13800000
Coefficient de Poisson ν	0,2

- **Les géogrilles de renforcement**

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structuraux appelés « geo grid » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Les caractéristiques sont données dans le tableau 4.3

Tableau 4.3.Propriétés du géogrille

Modèle de comportement	Élastique
Rigidité axiale élastique (kN/m)	1000

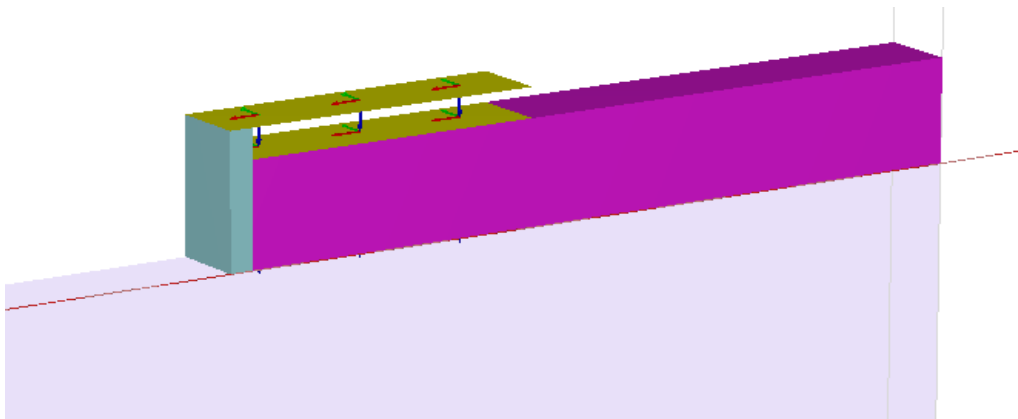


Figure 4.2. Blocs modulaires et connexion géogrille

4.2.3. Processus de construction et Méthodologie de Modélisation :

La construction du mur a été modélisée par la procédure «staged construction», où des couches de sols d'épaisseur 20 cm ont été placés au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte

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 0.2 m sur la première couche de sol et le premier bloc. En suite, des nappes de géogrille sont installées selon l'espacement de renforcement (0.4m dans notre cas). La simulation du phasage de construction de l'ouvrage a comporté les phases suivantes :

- Étape 1 : Installation d'un bloc modulaire dans la première couche
- Étape 2 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 2 : Installation de la première nappe de géogrille.
- Étape 4 : Installation des deux blocs modulaires pour la 2ème et la 3ème couche.
- Étape 5 : Mise en place la deuxième et la troisième couche de remblai

-Étape 6 : Mise en place d'une nappe de géogrille.

Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du mur soit atteinte.

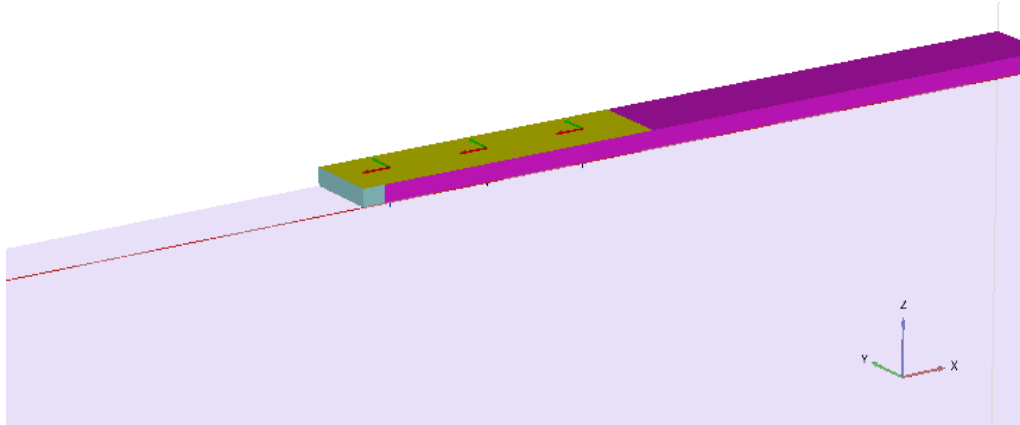


Figure 4.3. Étape 1 : Installation du premier bloc modulaire, de la première couche de remblai et de la première nappe de géogrille.

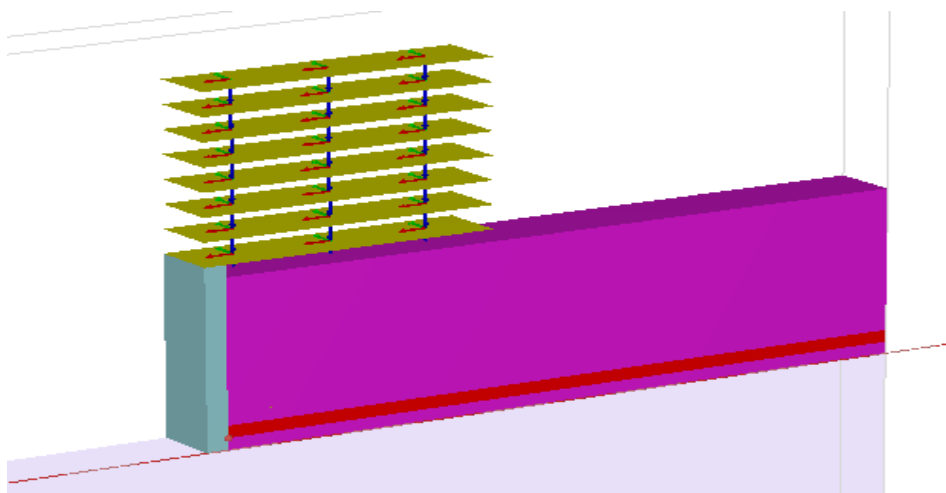


Figure 4.4. Étape intermédiaire: après la mise en place des couches de remblai et des nappes de géogrille.

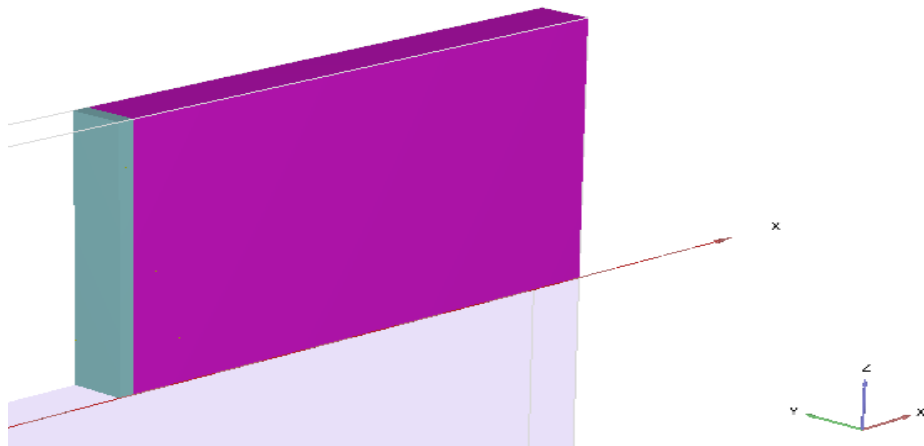


Figure 4.5. Étape intermédiaire

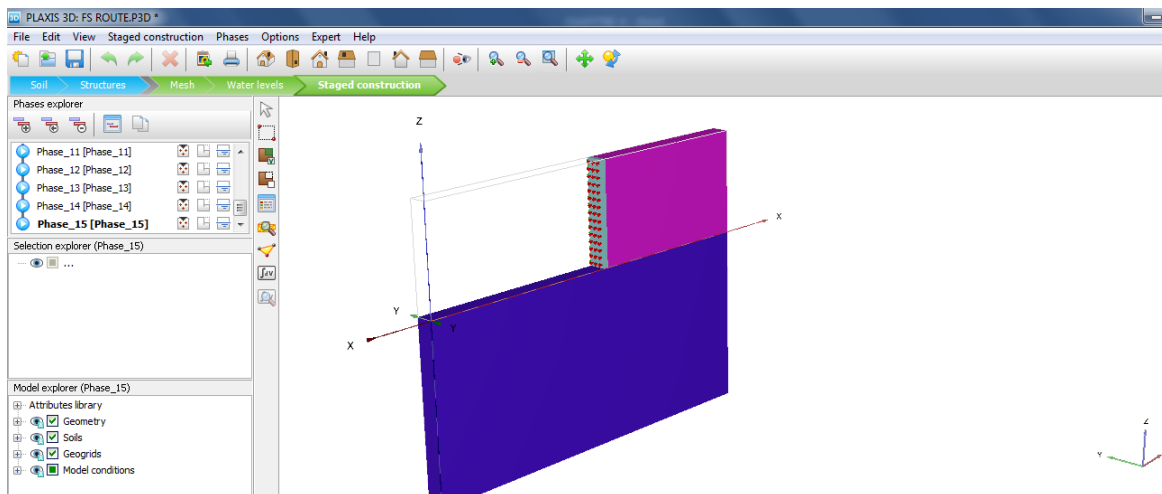


Figure 4.6. Étape finale

4.2.4. Génération du maillage:

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux,). L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques.

La discrétisation du modèle a été faite par des éléments tétraédriques à 10 nœuds, Le maillage est constitué en totalité de 2944 éléments tétraédriques, 6081 nœuds.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

La figure 4.7 présente le maillage généré du modèle numérique de cas de référence.

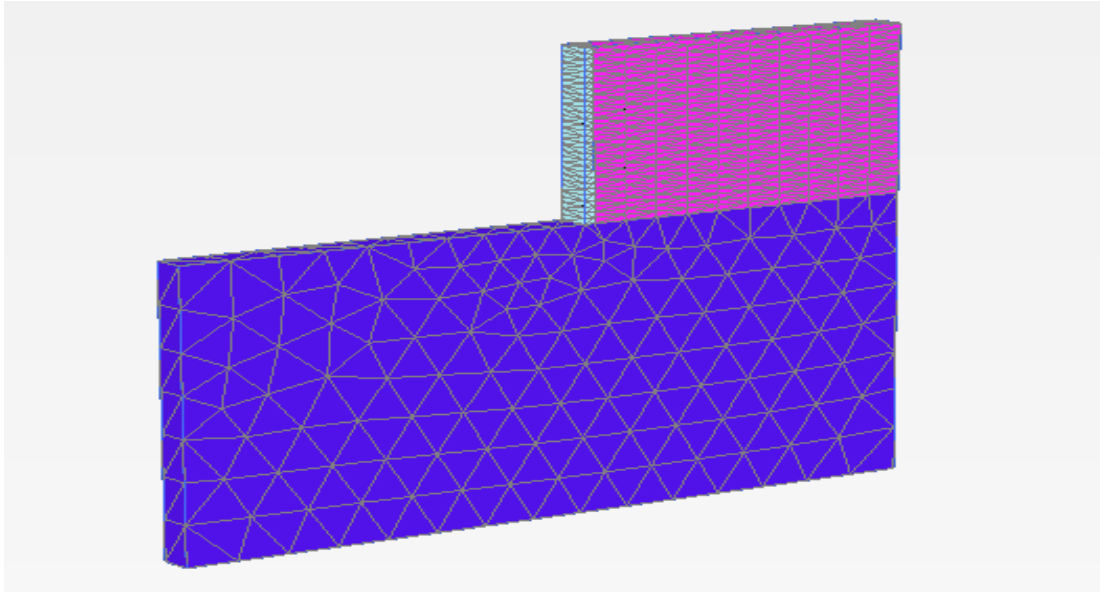


Figure 4.7. Maillage obtenu à l'aide du logiciel PLAXIS 3D (cas de référence).

4.2.5. Les résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, le déplacement total, horizontal, vertical et les efforts de traction maximum dans les armatures (les géogrilles). On présente ci-dessous quelques résultats pour le modèle de référence.

Le maillage déformé de notre modèle de référence est présenté sur la figure 4.8.

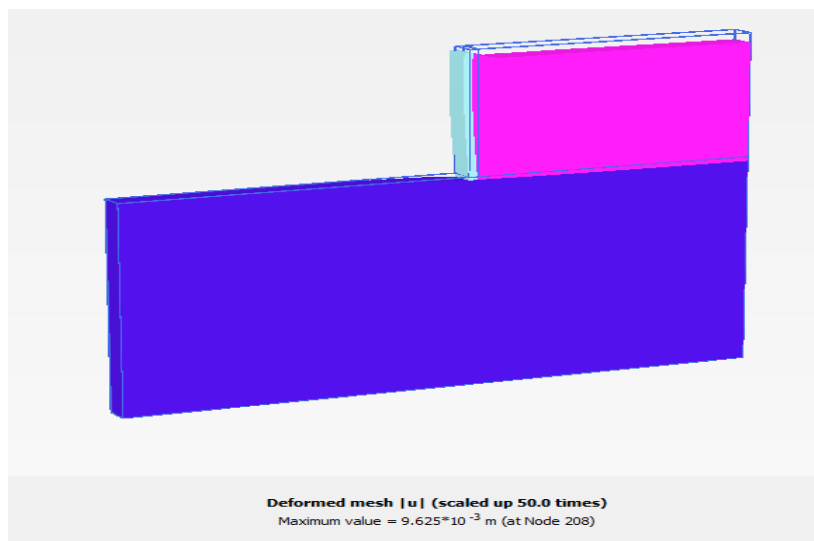


Figure 4.8. Déformation du maillage (cas de référence)

-Les déplacements du mur

Les figures 4.9, 4.10 et 4.11 représentent le déplacement total, horizontal et vertical respectivement du mur référence à la fin de construction.

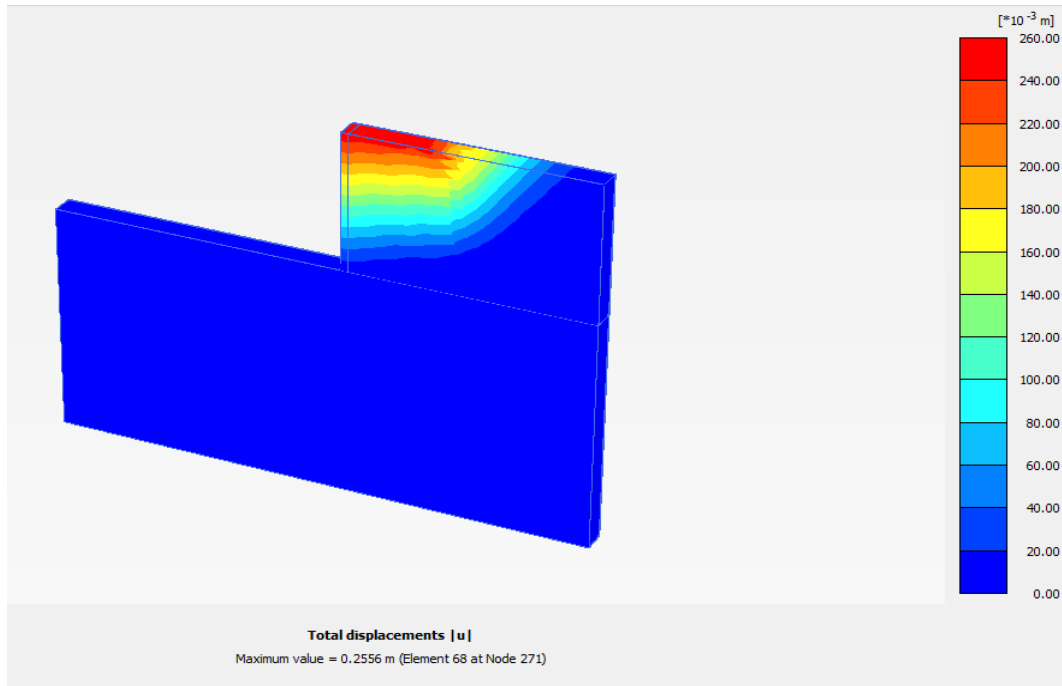


Figure 4.9. Déplacements totaux (cas de référence)

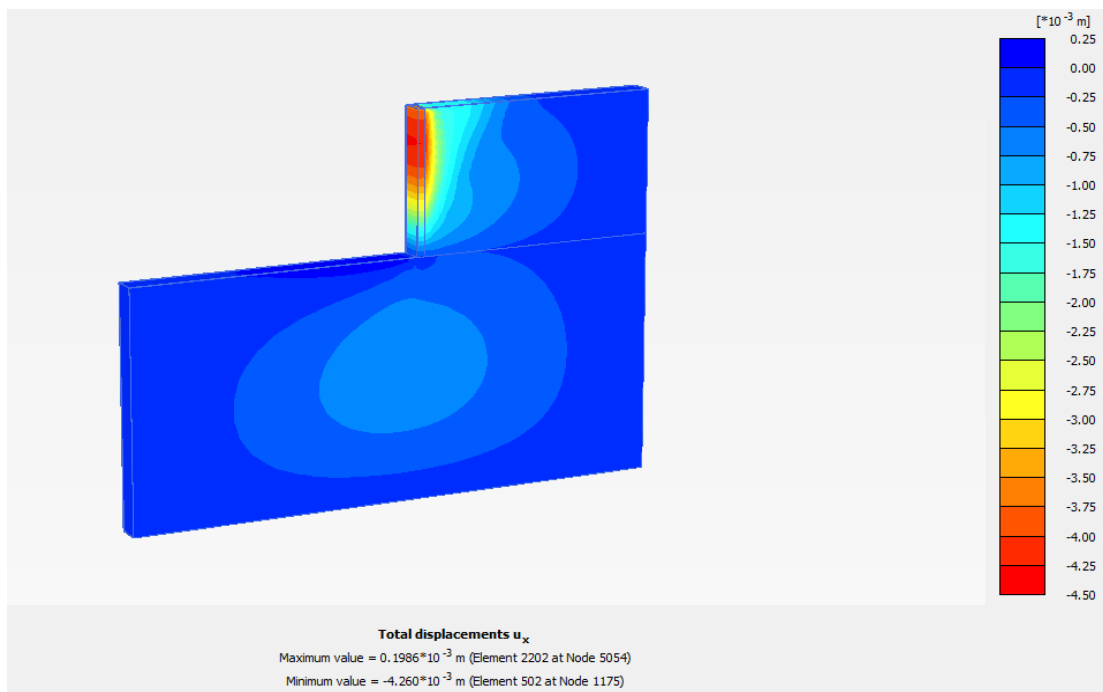


Figure 4.10 Déplacements horizontaux (cas de référence)

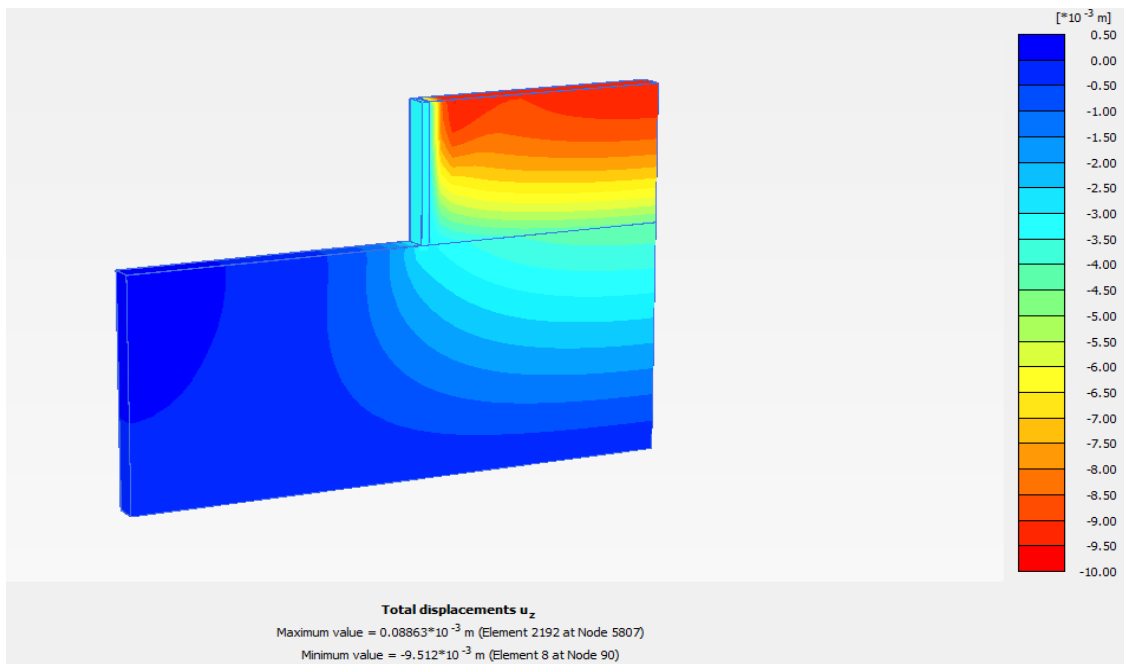


Figure 4.11. Déplacements verticaux (cas de référence)

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour le cas de référence sont les suivants : le déplacement total maximal est 255.6 mm (figure 4-9), le déplacement horizontal du mur 4.26 mm (figure 4-10) et le déplacement vertical du mur 9.51 mm (figure 4-11).

Le déplacement et l'effort de traction dans les géogrilles

Les figures 4.12 représentent la distribution des efforts de traction calculés par Plaxis3D sur toutes les nappes de géogrilles à la fin de construction pour cas de référence.

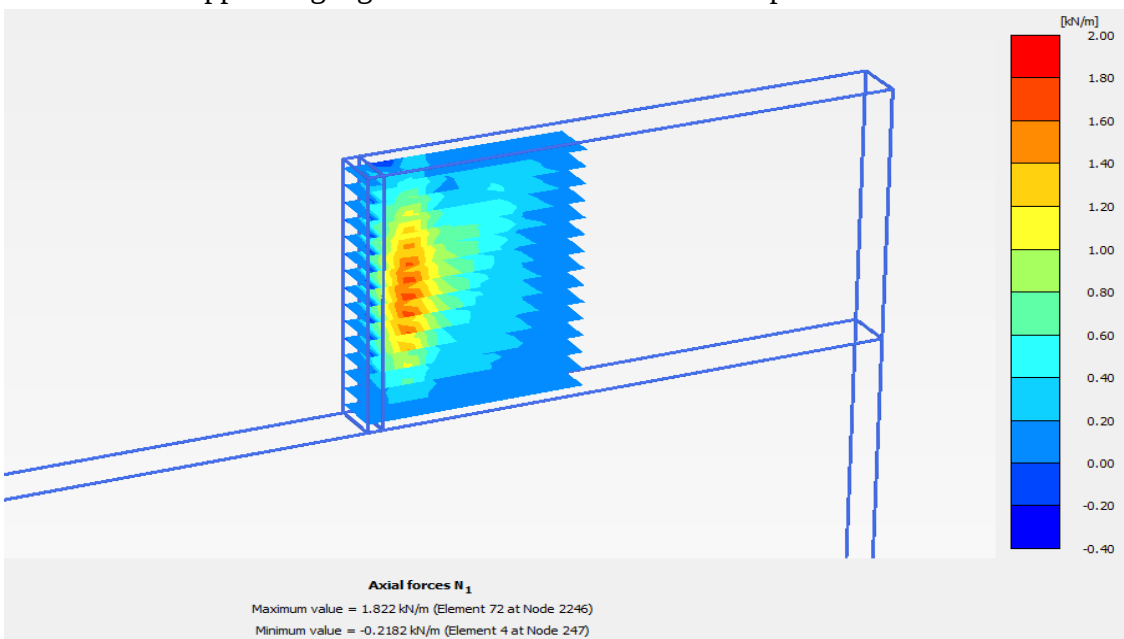


Figure 4.12: Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrilles (cas de référence)

4.3. Etude paramétrique :

L'étude paramétrique établie dans ce travail concerne l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des murs en sol renforcé par géogridde. On utilise les mêmes données de modèle référence et on change à chaque fois le paramètre à comparer.

Les paramètres étudiés sont l'effet de type de chargement, de géométrie de l'ouvrage, et le type de remblai (l'angle de frottement).

4.3.1- L'effet de type de chargement

Afin de comprendre l'effet de type de chargement sur la réponse du mur, on a proposé trois types de chargement: le poids propre du mur (cas de référence), le chargement routier et le chargement d'une culée de pont.

Cas d'un chargement routier:

Pour étudier l'effet du chargement routier sur le comportement du mur en sol renforcé, nous proposons d'appliquer une pression uniformément répartie équivalente de 12 Kn/m², au-dessus du mur. Cette valeur est la même qui choisie par plusieurs références comme Brouthen et al. [19].

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, le déplacement horizontal et les efforts de traction maximum dans les armatures (les géogriddes).

On présente ci-dessous quelques résultats pour un mur sous l'effet de chargement routier.

Les figures 4.13 et 4.14 représentent la déformation du maillage et le déplacement horizontal du mur sous l'effet de chargement routier.

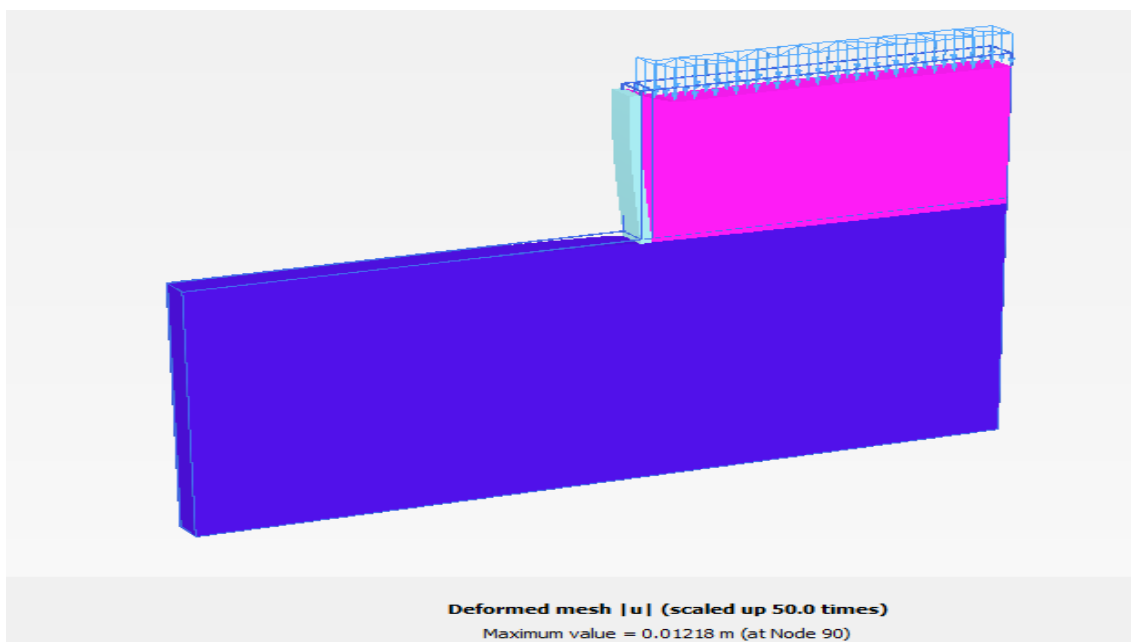


Figure 4.13. Déformation maillage (mur sous chargement routier)

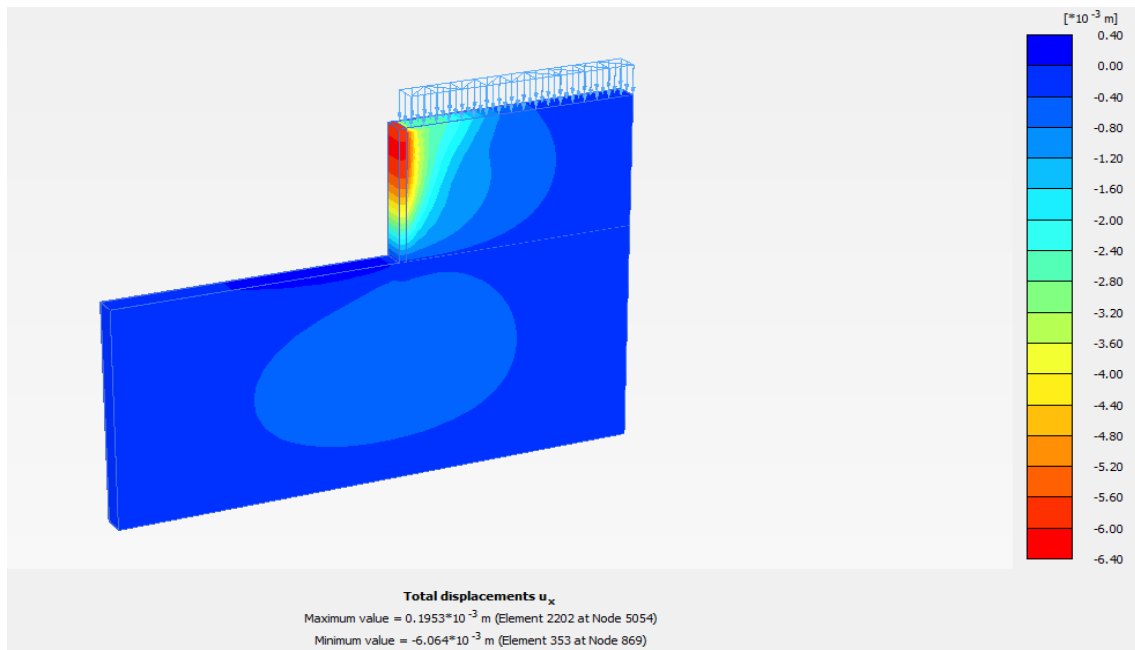


Figure 4.14. Déplacements horizontal (mur simple sous chargement routier)

Les figures 4.15 représente la distribution des efforts de traction dans les nappes de géogrilles sous l'effet de chargement routier.

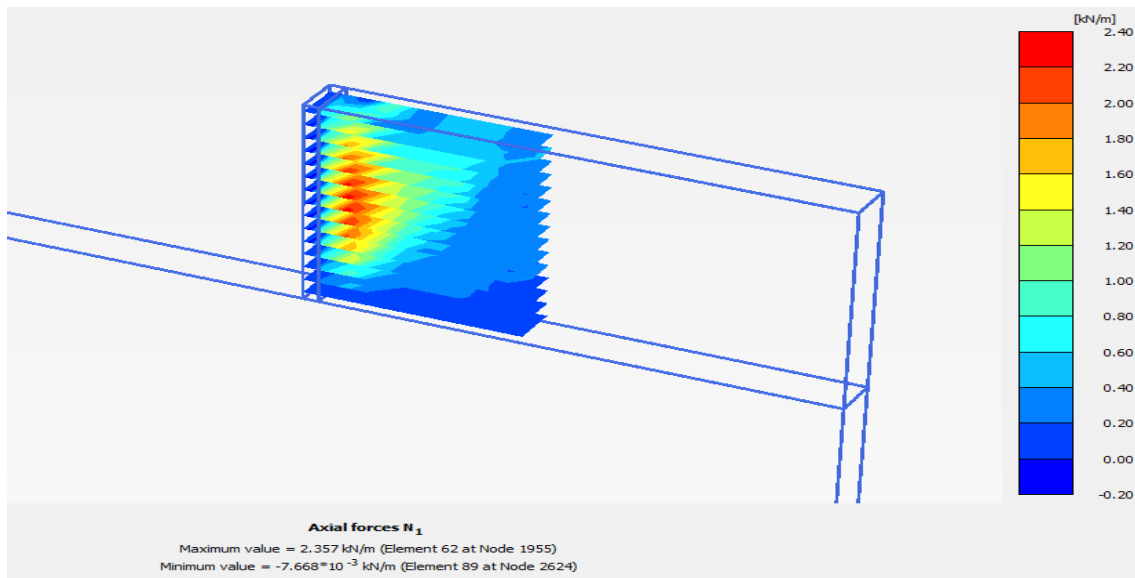


Figure 4.15. Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrilles (mur simple sous chargement routier)

Les résultats obtenus après la pose de chargement routier sont: le déplacement horizontal maximal 6.06 mm et la valeur de traction maximum dans les armatures est 2.36KN.

Cas de chargement du point

Pour étudier l'effet du chargement du pont sur le comportement du mur en sol renforcé, nous proposons d'appliquer une pression uniformément répartie équivalente de 200 Kn/m² (chargement due à la superstructure du pont + trafic) au-dessus du sommier (semelle) et une pression uniformément répartie de 12 Kn/m², au-dessus du mur derrière de la semelle (chargement due au trafic). La valeur de chargement du pont est la même

qui choisis par plusieurs références comme Zheng et al. (2014) et Xie et al. (2018) [21, 22].

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, le déplacement horizontal et les efforts de traction maximum dans les armatures (les géogrilles).

On présente ci-dessous quelques résultats pour un mur sous l'effet de chargement du pont.

Les figures 4.16 et 4.17 représentent la déformation du maillage et le déplacement horizontal du mur sous l'effet de chargement du pont.

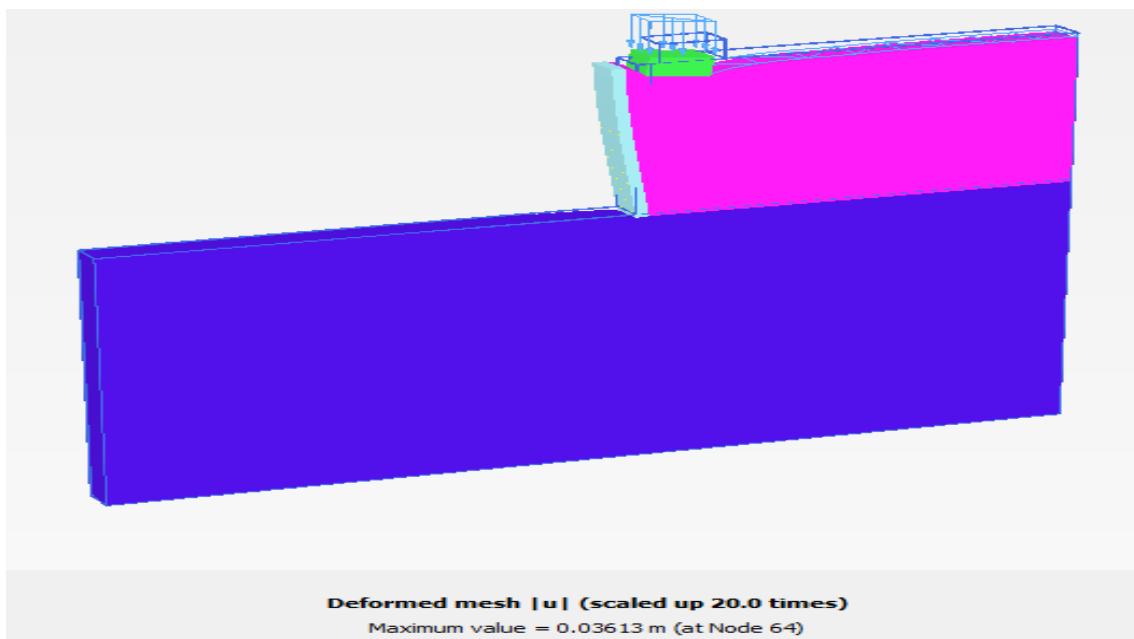


Figure 4.16. Déformation du maillage (mur simple sous chargement du pont)

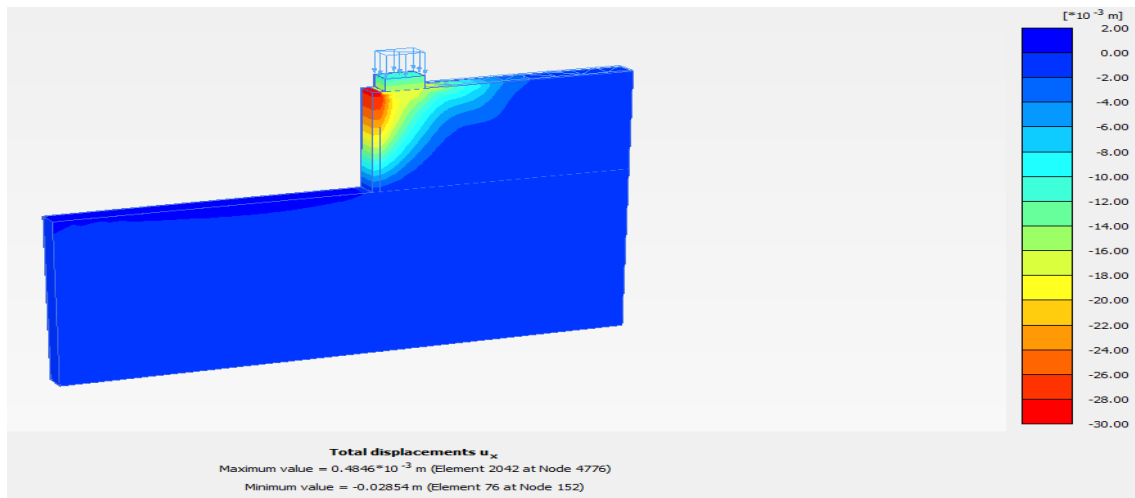


Figure 4.17. Déplacements horizontal (mur simple sous chargement du pont)

Les figures 4.18 représente la distribution des efforts de traction dans les nappes de géogrilles sous l'effet de chargement du pont

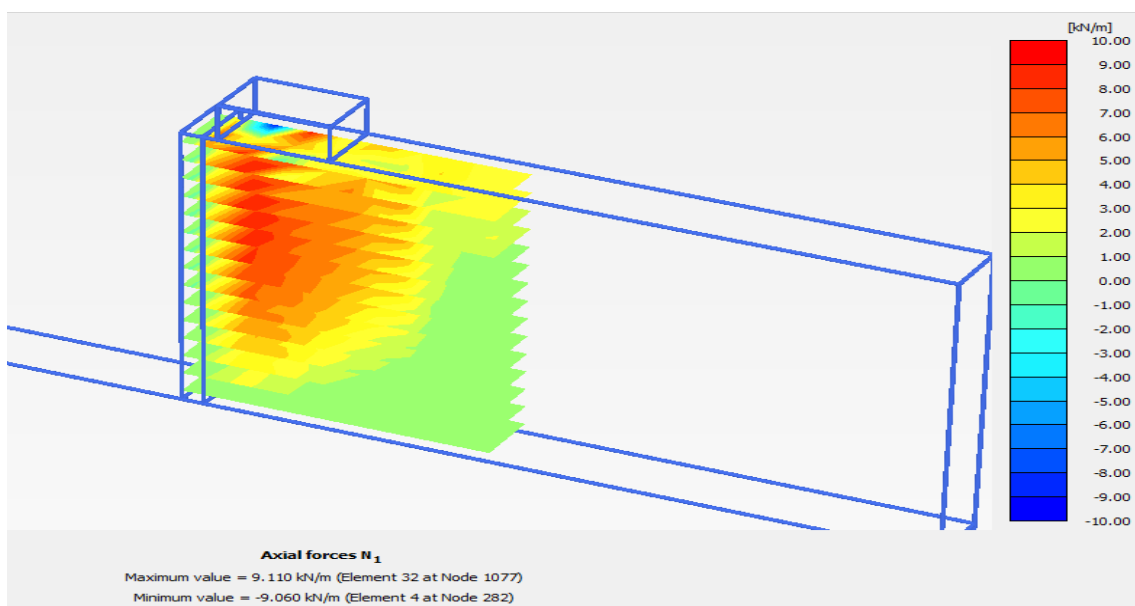


Figure 4.18. Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrilles (mur simple sous chargement du pont)

Les résultats obtenus pour le cas de mur en sol renforcé soumis au chargement du pont sont: le déplacement horizontal maximal 28.54 mm et la valeur de traction maximale dans les armatures est 9.11KN

Le tableau 4.5 présente la comparaison entre les valeurs de déplacements horizontaux maximaux et les valeurs maximales de la traction maximale dans les armatures calculées pour différents types de chargement.

Tableau 4.4: Comparaison entre le déplacement horizontal maximal et la traction maximale dans les armatures pour différents types de chargement.

Type de chargement	Déplacement horizontal		Traction maximale dans les armatures	
	ΔH (mm)	Taux (%)	Tmax (KN)	Taux (%)
Poids propre du mur	4.26	-	1.8	-
Chargement routier	6.06	42	2.36	31
Chargement du pont	28.54	570	9.11	406

A partir des résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de déplacement horizontal maximal et traction maximale dans les armatures sont augmentés considérablement dans le cas de chargement du pont par rapport aux autres cas (poids propre du mur ou chargement routier).

4.3.2- L'effet de géométrie de l'ouvrage :

Afin d'étudier l'effet de type de géométrie de l'ouvrage sur la réponse du mur, on a proposé trois types de géométrie: mur simple (cas de référence), mur incliné et mur étagé.

Cas d'un mur incliné:

Dans cette partie, on propose d'étudier d'un mur de soutènement en sol renforcés sous différents types de chargement. La paroi du mur est inclinée par un angle de 14.03° .

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, le déplacement horizontal et les efforts de traction maximum dans les armatures (les géogrilles).

La figure 4.19 représente le maillage déformé de notre modèle proposé sous l'effet de chargement du pont pour le cas d'un mur incliné.

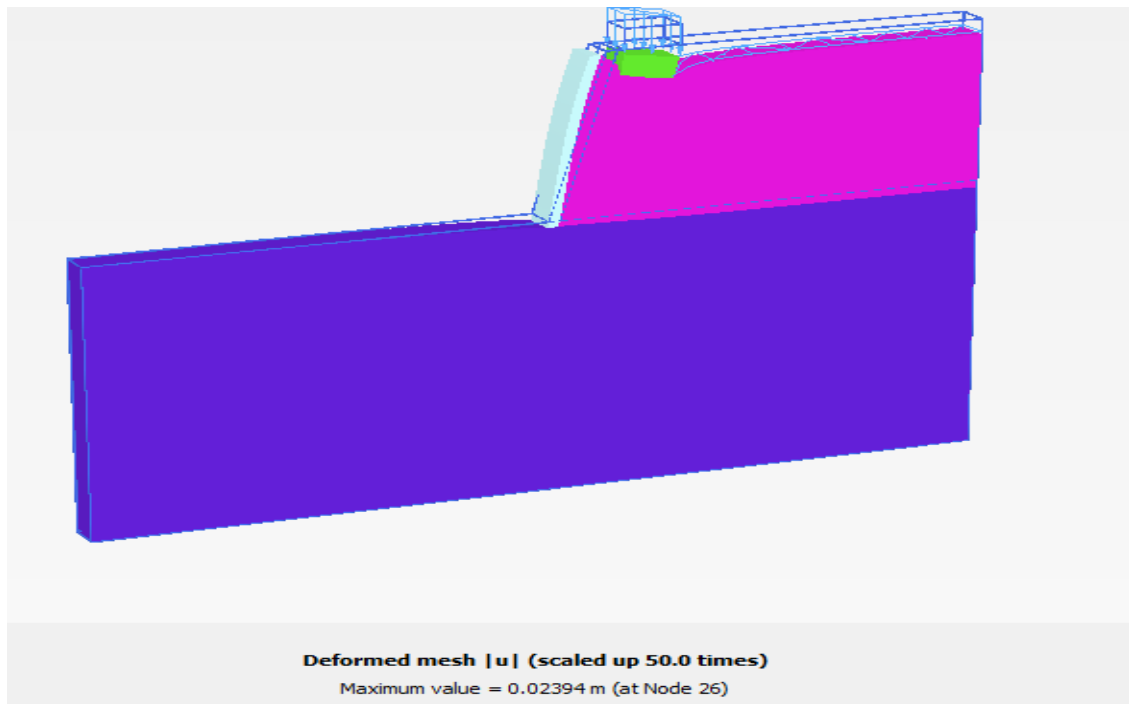


Figure 4.19. Déformation du maillage (mur incliné sous chargement du pont)

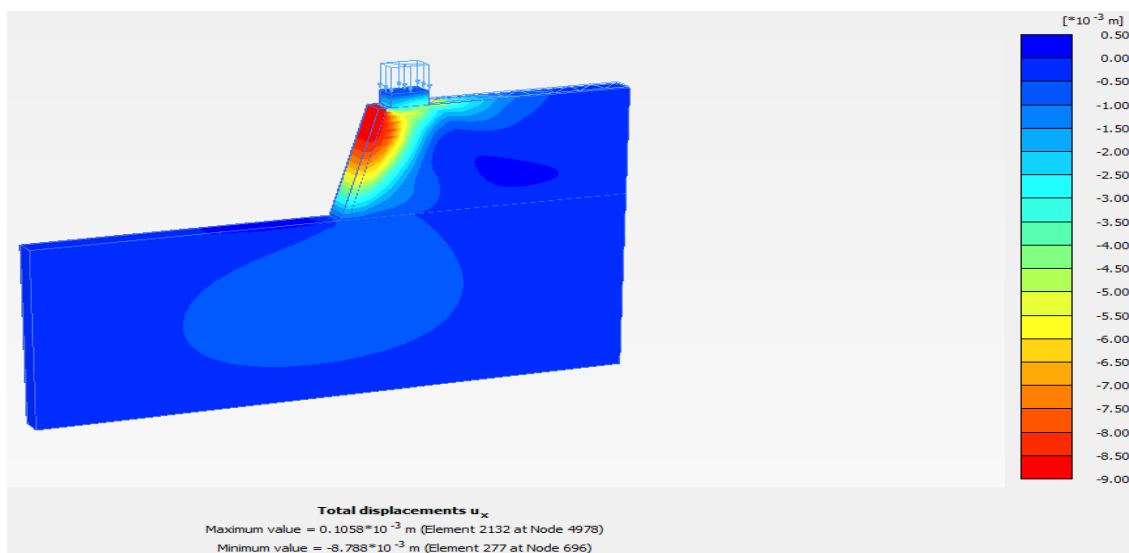


Figure 4.20. Déplacements horizontal (mur incliné sous chargement du pont)

Les figures 4.21 représente la distribution des efforts de traction dans les nappes de géogrilles pour un mur incliné sous l'effet de chargement du pont.

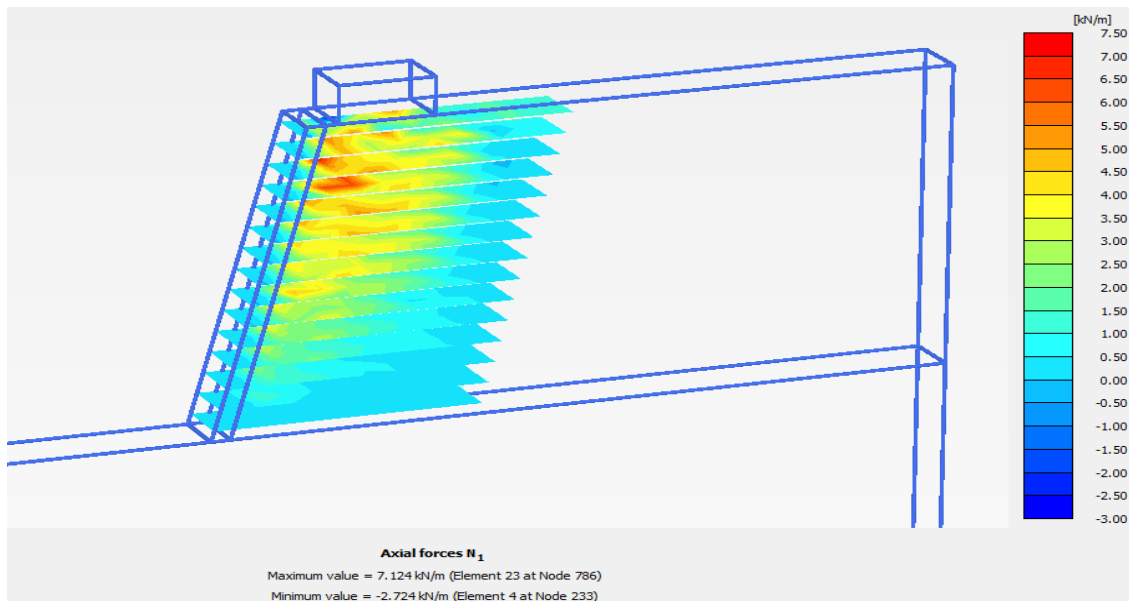


Figure 4.21. Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrilles (mur incliné sous chargement du pont)

Cas d'un mur étagé:

Dans cette partie, on propose d'étudier d'un mur de soutènement en sol renforcés sous différents types de chargement. Le mur sous forme de deux murs superposés (deux gradins) et a une hauteur totale de 6 m, y compris 3 m pour chaque gradin. La distance de décalage entre les deux gradins est égale à 1.5m (la demie d'un gradin)

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés, le déplacement horizontal et les efforts de traction maximum dans les armatures (les géogrilles).

On présente ci-dessous quelques résultats pour un mur étagé sous l'effet de chargement routier.

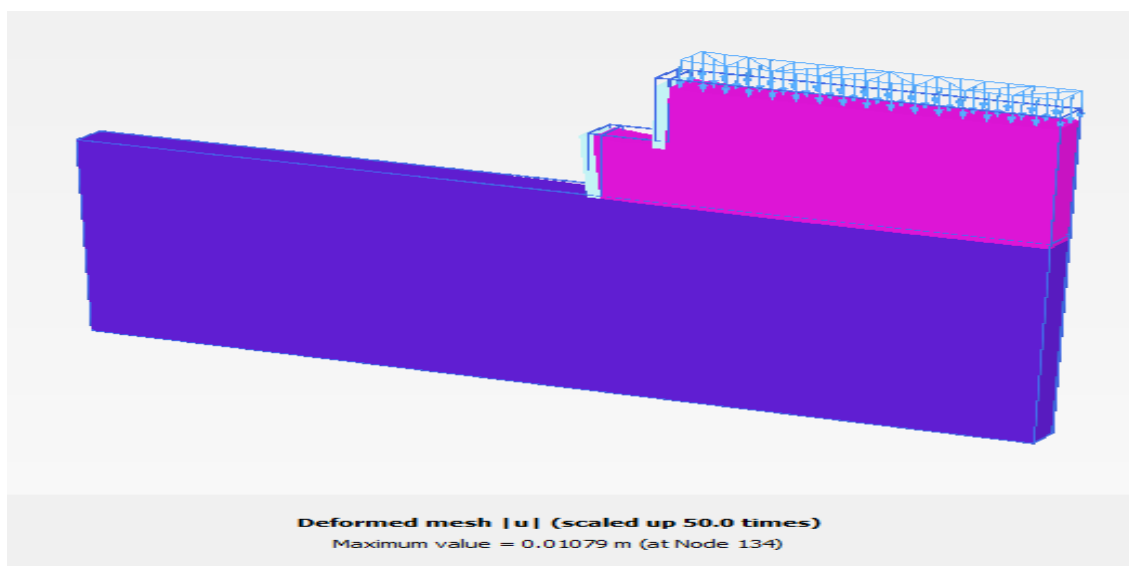


Figure 4.22. Déformation maillage(étagé sous chargement routier)

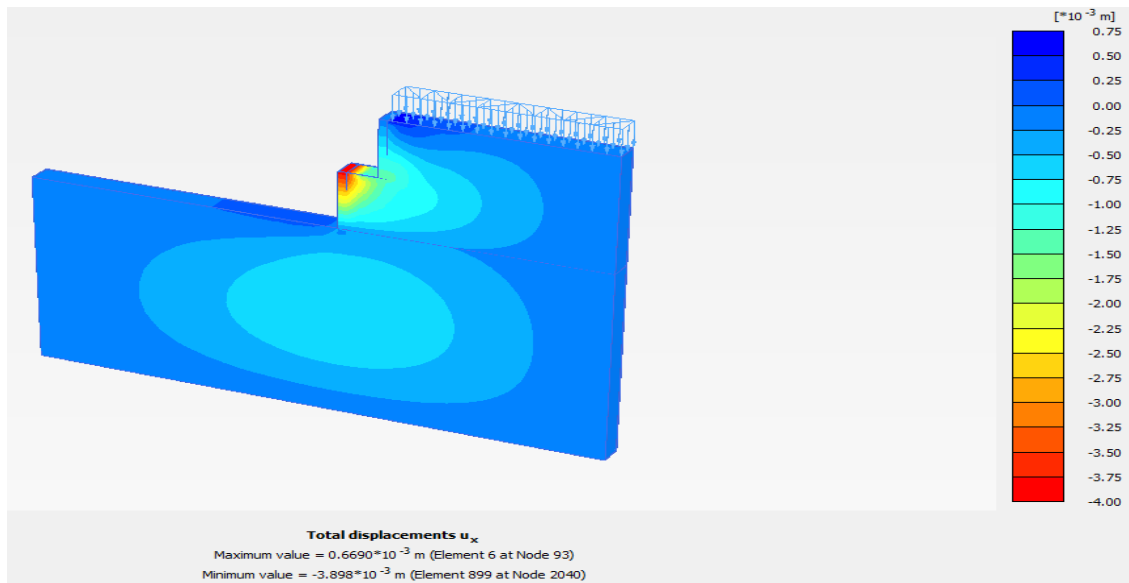


Figure 4.23. Déplacements horizontal (mur étagé sous chargement routier)

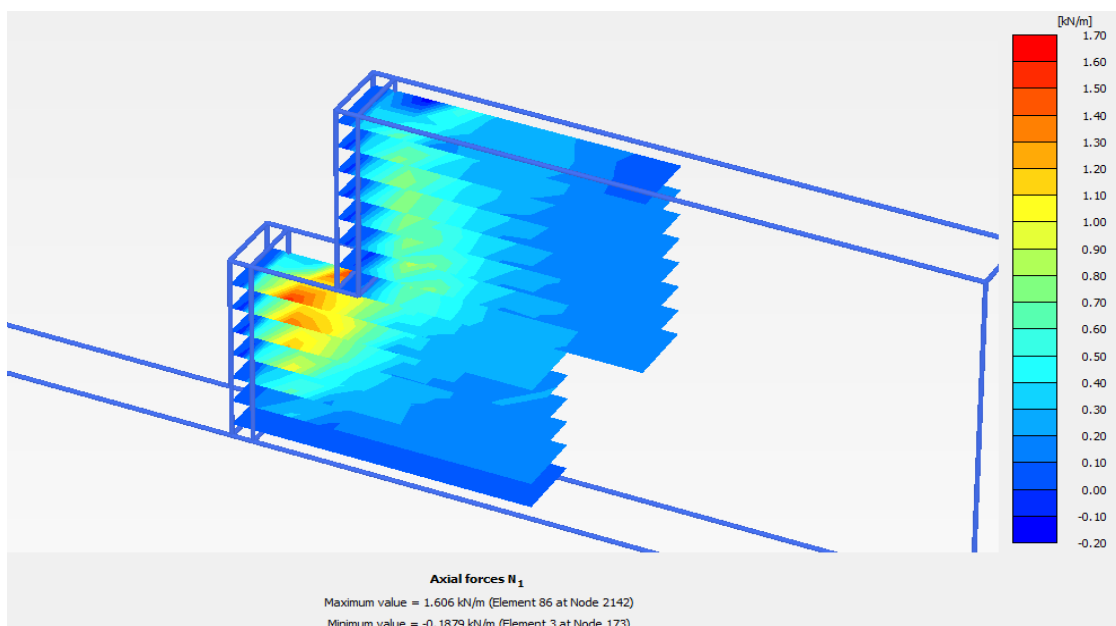


Figure 4.24. Les forces axiales résultantes dans les nappes géogrilles (mur étagé sous chargement routier)

Pour mieux simplifier, nous avons essayé de résumer les résultats dans les deux tableaux 4.5 et 4.6 pour afin de faciliter sa compréhension et de bien voir la différence entre les cas.

Le tableau 4.5 présente la comparaison entre les valeurs de déplacements horizontaux maximaux calculées pour le mur simple (le mur de référence), incliné et étagé pour différents types de chargement.

Tableau 4.5: L'effet de la géométrie du mur sur le déplacement horizontal

Géométrie	Chargement	Déplacement horizontal	
		ΔH (mm)	Taux (%)
Simple	Poids propre du mur	4.26	(R)
	Chargement routier	6.06	(R)
	Chargement du pont	28.54	(R)
Incliné	Poids propre du mur	0.68	84
	Chargement routier	0.84	86
	Chargement du pont	8.78	69
Etagé	Poids propre du mur	3	30
	Chargement routier	3.89	36
	Chargement du pont	18.44	35

Ainsi, à partir du tableau 4.5, on peut remarquer que les deux géométries (incliné et étagé) nous a permis de diminuer le déplacement horizontal du mur pour les différents types de chargement et notamment pour le cas de chargement du pont. A titre d'exemple, l'utilisation de la géométrie inclinée pour un mur de soutènement en sol renforcé conduit à un taux de diminution du déplacement horizontal de l'ordre de 69% pour un chargement du pont.

Le tableau 4.6 présente la comparaison entre les valeurs de la traction maximale dans les armatures calculées pour le mur simple (le mur de référence), incliné et étagé pour différents types de chargement.

Tableau 4.6: L'effet de la géométrie du mur sur la traction maximale dans les armatures

Géométrie	Chargement	Traction maximale dans les armatures	
		Tmax (KN)	Taux (%)
Simple	Poids propre du mur	1.8	(R)
	Chargement routier	2.35	(R)
	Chargement du pont	9.11	(R)
Incliné	Poids propre du mur	0.24	87
	Chargement routier	0.36	85
	Chargement du pont	7.12	22
Etagé	Poids propre du mur	1.3	28
	Chargement routier	1.6	32
	Chargement du pont	8.95	2

De même, d'après le tableau 4.6, on peut remarquer que les efforts de traction dans les nappes de géogrilles démunies dans les deux cas du mur incliné et étagé par rapport au cas du mur simple pour les différents types de chargement sauf que la diminution pour le cas de chargement du pont est faible. A titre d'exemple, l'utilisation de la géométrie inclinée pour un mur de soutènement en sol renforcé conduit à un taux de diminution de traction dans les armatures de l'ordre de 85% pour un chargement routier. Donc, à partir de ces résultats on peut constater que l'utilisation de la géométrie inclinée ou étagée pour un mur de soutènement en sol renforcé nous a permis de réduire le déplacement horizontal et la traction maximale dans les armatures. Les résultats montrent aussi que la

réduction du déplacement horizontal et de la traction maximale dans le cas du mur incliné est plus grande que le cas du mur étagé.

4.3.3-L'effet de type de remblai (l'angle de frottement du remblai)

Afin de comprendre l'effet de l'angle de frottement sur le comportement du mur en sol renforcée, nous avons étudié le changement d'angle de frottement avec 40° 44° 50° respectivement (l'angle de référence est de 44°), les autres propriétés du modèle de référence restent fixées.

Le tableau 4.7 présente la variation de déplacement horizontal en fonction de l'angle de frottement ϕ du remblai pour un mur simple sous l'effet de son Poids propre et un chargement du pont.

Tableau 4.7: L'effet de l'angle de frottement ϕ du remblai sur le déplacement horizontal

L'angle de frottement ϕ (°)	Chargement	Déplacement horizontal	
		ΔH (mm)	Taux (%)
40	Poids propre du mur	5.91	+22
	Chargement du pont	34.72	+39
44	Poids propre du mur	4.26	(R)
	Chargement du pont	28.54	(R)
50	Poids propre du mur	2.9	-32
	Chargement du pont	22.08	-23

D'après le Tableau 4.7 on remarque que le déplacement horizontal diminue lorsque l'angle de frottement du remblai augmente.

Le tableau 4.8 présente la variation de la force de traction maximale dans les armatures en fonction de l'angle de frottement ϕ du remblai pour un mur simple sous l'effet de son Poids propre et un chargement du pont.

Tableau 4.8: L'effet de l'angle de frottement ϕ du remblai sur la force de traction dans les armatures

L'angle de frottement ϕ (°)	Chargement	Traction maximale dans les armatures	
		Tmax (KN)	Taux (%)
40	Poids propre du mur	2.35	+31
	Chargement du pont	10.49	+15
44	Poids propre du mur	1.8	(R)
	Chargement du pont	9.11	(R)
50	Poids propre du mur	1.4	-22
	Chargement du pont	7.58	-17

De même, d'après le tableau 4-8, on peut constater que les forces de traction dans les armatures diminuent avec l'augmentation d'angle de frottement du remblai.

4.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une étude paramétrique à l'aide du code de calcul aux éléments finis PLAXIS 3D, nous a permis de mettre en évidence l'importance de quelques paramètres et tester leurs influences sur le comportement d'un mur en sol renforcé par des nappes géogrilles.

Les principales conclusions déduites de cette étude sont :

- Le mur en sol renforcé qui soumis à la charge du pont est caractérisé par un déplacement horizontal important et une force de traction élevée dans l'armature par rapport à d'autres murs de soutènement en sol renforcé.
- A travers les résultats obtenus de notre étude paramétrique, nous avons constaté que l'utilisation de la géométrie inclinée ou étagée pour un mur de soutènement en sol renforcé nous a permis de réduire le déplacement horizontal et la traction maximale dans les armatures.
- La comparaison des résultats obtenus avec les deux géométries (mur incliné et mur étagé), a révélé que le mur incliné est mieux que le mur étagé, car il permet une meilleure réduction du déplacement horizontal et de la traction maximale dans les armatures que le mur étagé.
- L'angle de frottement du remblai est un facteur très importants qui affecte le déplacement horizontal et les forces de traction dans les armatures, et les résultats numériques montrent que plus l'angle est grand, plus le déplacement horizontal et la force de traction sont faibles. Ce que signifie que le choix du type de remblai est très important pour les murs de sol renforcés par des nappes géosynthétiques et sols grossiers améliorent considérablement la stabilité de ces structures.

Conclusion générale :

Le but de ce mémoire est d'étudier et modéliser numériquement le comportement des murs de soutènement en sol renforcés par des nappes géosynthétiques sous différents types de chargement. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS 3D basé sur la méthode des éléments finis afin de comprendre et d'analyser l'influence de plusieurs paramètres tel que le type de chargement, la géométrie du mur et le frottement du remblai sur le comportement des murs en sol renforcé, en particulier les déplacements horizontaux du mur et la traction dans les armatures.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- Le mur en sol renforcé qui soumis à la charge du pont est caractérisé par un déplacement horizontal important et une force de traction élevée dans l'armature par rapport à d'autres murs de soutènement en sol renforcé.
- A travers les résultats obtenus de notre étude paramétrique, nous avons constaté que l'utilisation de la géométrie inclinée ou étagée pour un mur de soutènement en sol renforcé nous a permis de réduire le déplacement horizontal et la traction maximale dans les armatures.
- La comparaison des résultats obtenus avec les deux géométries (mur incliné et mur étagé), a révélé que le mur incliné est mieux que le mur étagé, car il permet une meilleure réduction du déplacement horizontal et de la traction maximale dans les armatures que le mur étagé.
- Les résultats indiquent également que l'angle de frottement du remblai est un facteur très importants qui affecte le déplacement horizontal et les forces de traction dans les armatures, et les résultats numériques montrent que plus l'angle est grand, plus le déplacement horizontal et la force de traction sont faibles. Ce que signifie que le choix du type de remblai est très important pour les murs de sol renforcés par des nappes géosynthétiques et sols grossiers améliorent considérablement la stabilité.

Références bibliographiques

- [1] PROFRACTAL (Engineering & Consulting). (2000). La conception des murs de soutènement.
- [2] Schlosser, F., Juillie, Y. Murs et écrans de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C244.
- [3] BIETH Emmanuel, M. (2009-2010). Murs de soutènement : Cours de Mécanique des sols appliqués.
- [4] Baziz S.E. (2012). Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Mémoire de Magistère, Université De Biskra.
- [5] Chebira, H., Mekki, A. Etude d'un tronçon de Mur de soutènement a hauteur variable. Mémoire Master Université Tlemcen.
- [6] Fabrice Rojat. (2011-2012). Support numérique, Cours de mécanique des sols II, ouvrages de soutènement –ENTPE, France
- [7] SETRA (1998). Les ouvrages de soutènement t, guide de conception générale.
- [8] François SCHLOSSER Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées Président-
- [9] Vossoughi, K (2001) "Etude numérique du comportement des soutènements à la rupture", Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris,
- [10] Kérisel J, Absi E, (1990). "Tables de poussée et de butée des terres", éditions Presses de l'ENPC, ISBN : 2859781188,3 édition, 221 p.
- [11] Absi. E, "La théorie de la plasticité et l'équilibre limite en mécanique des sols", Annales ITBTP N° 421, série : sols & fondations 185, pp 67-123.
- [12] Bieth Emmanuel, M. Mur de soutènement : Cours mecanique de sols appliqués.
- [13] SCHLOSSER (F) Ouvrages de soutènement. Poussée et butée. Techniques de l'ingénieur, traité construction.
- [14] Modulo (1997). ROBITAILLE(V.) et TREMBLAY(D.) Mécaniques des sols, théorie et pratique.
- [15] Reiffsteck P. (2007). "Cours de Terre Armée". ENS-Cachan, année 2007-2008

- [16] Vidal, H. (1966). “La Terre Armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics”. N° 223-224: 890-938
- [17] LCPC (2003). (Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées).
- [18] Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. and Swolfs, W.M. (2013) Plaxis 3D, General Information Manual.
- [19] A.Brouthen, M.N. Houhou, I.P. Damians, (2022). Numerical study of the influence of the interaction distance, the polymeric strips pre-tensioning, and the soil-polymeric interaction on the performance of back-to-back reinforced soil walls, *Infr.* 7(2).
- [20] I.P. Damians, R.J. Bathurst, S. Olivella, A. Josa, A. Lloret, (2021) 3D modelling of strip reinforced MSE walls, *ActaGeotech.* 16, pp. 711-730.
- [21] Zheng, Y., Fox, P. J., and Shing, P. B. (2014). Numerical Simulations for Response of MSE Wall-Supported Bridge Abutments to Vertical Load. *Ground Improvement and Geosynthetics*, pp. 493-502.
- [22] Xie, Y., Satyal, S. R., & Leshchinsky, B. (2018). Evaluation of reinforcement layout on the serviceability of MSE walls supporting footings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers Ground Improvement* 171(4):1-34