

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel-
Faculté des Sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme
De Master Académique
Option : géotechnique

Thème

Etude du comportement statique et
dynamique d'un massif en sol renforcé

Présenté par :

- ❖ Zaima Yousra***
- ❖ Boubezari Imane***

Encadré par : enseignant

Melle : Arabet Leila

Devant les jury composé de :

Examineur : Mr Ghoujil Kamel

Président: M^{me} krimil Farida

Promotion : 2018/2019



Remerciement

Tout d'abord nous remercions en premier ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour accomplir ce travail.

*Nous remercions nos très **CHERE PARENTS** pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciement nos encadreur Mlle **ARABET LEILA** Pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

*A tous les enseignants de **GENIE CIVIL** sans exception qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.*

Nous remercions les membres de jury qui nous fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Imane et Yousra

Dédicace

Merci Allah de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout.

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, qui ont consacré leur existence à bâtir la mienne, pour leur soutien, patience et soucis de tendresse et d'affection pour tout ce qui ils ont fait pour que je puisse arriver à ce stade.

A ma mère « Fatima », qui m'a encouragé durant toutes mes études, et qui sans elle, ma réussite n'aura pas eu lieu, Qu'elle trouve ici mon amour et mon affection.

A mon père « Zineddine », qui est toujours disponible pour nous, et prêt à nous aider, je lui confirme mon attachement et mon profond respect.

A mes chers frères : Mohammed Saïd et Haroune, pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mon cher binôme : Imane et à toutes sa famille.

A mes chères amies : Sabiha, Rachida, pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma grande famille « ZAIMA » et « OUBADI » sans exception.

A encadreur : « Arabet Leila », pour toute la volonté que vous m'avez donnée.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

YOUSRA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère « Fouzia » : symbole de beauté, qui n'est pas cessé de me soutenir durant toutes mes études surtout dans les moments difficiles.

A mon chère père « Ali » : pour son immense sacrifice et son dévouement, pour tout le soutien moral et matériel qu'il m'a apporté durant de longues années d'études.

A mon frère « Ahcene » et ma belle sœur « Rjma »

A tout la famille « Boubezari » et famille « chaibdraa » sans exception

Sans oublier ma défunte grande mère Lounis Kaltoum et tous mes cousins

A mon fiancé : « Othmane » et sa famille

A encadreur : « Arabet Leila »

A ma binôme : Yousra et sa famille

A mes chère meilleures amies Rabia , Ahlam , Assia , Fella , Imane, et Souad

Un remercie spéciale pour les gens qui m'aide : « Malika Haddad »

A toute la promotion de Génie Civil 2019

A tous ceux que j'aime et m'aiment

IMANE

Résumé :

Dans ce travail, le sol à faible portance pose des problèmes sérieux pour la construction des ouvrages en génie civil. Actuellement, il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par géotextile et bande d'armature métallique sont proposées comme des solutions prometteuses. Le rôle de renforcement est de diminuer le déplacement du sol et améliorer ses propriétés physiques dans le but d'assurer une résistance optimale.

Des modèles numériques bidimensionnels (d'un sol étudié en laboratoire) en éléments finis ont été utilisés en deux cas statique et dynamique pour savoir la meilleure solution entre géotextile et bande d'armature métallique. Les résultats obtenus ont montré que la meilleure technique de renforcement du sol en cas statique est les bandes d'armatures métalliques et en cas dynamique c'est le géotextile.

Mots clés : Renforcement, Bande d'armature métallique, Géotextile, méthode des éléments finis, PLAXIS 2D.

Abstract :

In this work the low-lift soil poses serious problems for the construction of civil engineering structures. Currently, there are many solutions to improve the quality of these soils, including geotextile reinforcement and reinforcing steel reinforcement techniques. As promising solutions. The role of reinforcement is to reduce the displacement of the soil and improve its physical properties in order to ensure optimal resistance.

Two-dimensional numerical models (of a soil studied in laboratory) in finite elements were used in two cases static and dynamic to know the best solution between geotextile and metal reinforcement band. The obtained results are presented that the best technique of reinforcement of the ground in static case is the bands of metal reinforcements and in dynamic case it is the geotextile.

Key words: Reinforcement, Reinforcing tape, Geotextile, Finite Element Method, 2D PLAXIS.

ملخص:

في هذا العمل نثير التربة منخفضة الرفع مشكلات خطيرة في انشاء اعمال الهندسة المدنية حاليا ،يوجد العديد من الحلول لتحسين نوعية هذه التربة بما في ذلك تقنيات تعزيز التكسية الارضية و الشرائط المعدنية المعززة .المقترح كحلول اعادة دور التعزيز الحد من الازاحة و تحسين خواصه الفزيائية لضمان المقاومة المثلى .

تم استعمال نماذج من العناصر المحددة ثنائية الابعاد - تم دراسة التربة في المخبر - في الحالتين الساكنة و الديناميكية، لمعرفة افضل حل لتعزير التربة بين التكسية الارضية و الشرائط معدنية معززة.

النتائج التي تم الحصول عليها في افضل تقنية لتعزير التربة في الحالة الساكنة هي الشرائط معدنية معززة ،اما في الحالة الديناميكية هي التكسية الارضية.

الكلمات المفتاحية : التعزيز، شرائط معدنية معززة ، التكسية الارضية ، طريقة العناصر المنتهية ، بلاكسيس 2D.

Sommaire :

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des figures.....I

Liste des tableaux.....V

Liste des notations et abréviations.....VI

Introduction générale

Introduction général 1

PARTIE 1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.**Chapitre I : Généralité sur les sols renforcés.**

I.1. Introduction 3

I.2. Historique sur le renforcement des sols 3

I.3. Principe de renforcement des sols..... 4

I.4. Objectifs de renforcement des sols 4

I.5. Renforcement de sol par géosynthétiques..... 5

I.5.1. Définitions des géosynthétiques 5

I.5.2. Les différents types de géosynthétique 6

I.5.2.1. Introduction 6

I.5.2.2. Les géotextiles 6

I.5.2.3. Les géo-grilles..... 7

I.5.2.4. Les géo-filets..... 8

I.5.2.5. Les géo-membranes 8

I.5.2.6. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB).....	9
I.5.2.7. Les géotuyaux	10
I.5.2.8. Les géosynthétiques alvéolaires.....	10
I.5.2.9. Les géocellules.....	11
I.5.2.10. Les blocs ou plaques de géomousses	12
I.5.2.11. Les géo-composites.....	12
I.5.3. Les fonctions des géosynthétiques	13
I.5.3.1. Séparation	13
I.5.3.2. Renforcement.....	13
I.5.3.3. Contrôle de l'érosion	14
I.5.3.4. Filtration.....	14
I.5.3.5. Drainage.....	14
I.5.3.6. Confinement des (barrières aux) fluides/gaz	14
I.5.4. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le Renforcement	15
I.6. Renforcement de sol par inclusions rigides	15
I.6.1. Principe et mode de fonctionnement.....	15
I.6.2. Les différents types d'inclusions rigides	16
I.6.2.1. Introduction.....	16
I.6.2.2. Inclusions préfabriquées	16
I.6.2.3. Inclusions construites in situ.....	20
I.6.2.3.1. Les inclusions de type pieu	21
I.6.2.3.2. Inclusion par mélange d'un liant avec le sol.....	23
I.7. Renforcement Par amélioration dans la masse	24
I.8. Renforcement de sol par colonnes ballastées.....	25
I.8.1. Définitions des colonnes ballastées.....	25
I.8.2. L'objectif d'un renforcement de sol par colonnes ballastées	26
I.9. Conclusion	27

Chapitre II : Le comportement statique et dynamique des sols renforcés.

II.1. Introduction.....	28
-------------------------	----

II.2. Principe de renforcement de sol	28
II.3. Comportement et mécanisme fondamental du sol renforcé	30
II.4. Comportement globale d'ouvrages en sol renforcé.....	32
II.4.1. Analyse externe.....	32
II.4.2. Analyse interne	33
II.4.3. Modes de rupture des ouvrages de sol renforcé.....	33
II.5. Règles de justification sous sollicitations statiques.....	34
II.5.1 Introduction.....	34
II.5.2. Principe de justification	36
II.5.2.1. Justification vis-à-vis de la stabilité interne.....	37
II.5.2.2. Justification vis-à-vis de la stabilité externe.....	38
II.5.3. Justification vis-à-vis de la stabilité globale	38
II.5.4. Justification vis-à-vis de la stabilité mixte.....	39
II.6. Règles de justifications sous sollicitations dynamiques.....	39
II.6.1.L'action sismique.....	40
II.6.1.1.Origine des séismes.....	40
II.6.1.2. Paramètres caractéristiques.....	40
II.6.1.3.Propagation des ondes sismiques	41
II.6.1.4.Vitesse de propagation des ondes de cisaillement	43
II.6.1.5. L'alea sismique « seismic hazard »	44
II.6.1.6. La prévision des séismes.....	44
II.6.1.7. L'approche probabiliste	44
II.6.2. L'Algérie et le risque sismique.....	45
II.6.2.1. L'activité sismique.....	45
II.6.3.Règlementation parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003.....	46
II.6.3.1. Principes fondamentaux	46
II.6.3.2. Coefficients sismiques de calcul	46
II.6.3.3. Calcul des murs de soutènement sous l'action sismiqu.....	47
II.6.4. Méthodes de calcul d'un mur en sol renforcé	48
II.6.4.1. Approche expérimentale	48
II.6.4.2. Performance en zones sismiques.....	49

II.6.4.3. Approche numérique	51
II.6.4.4. Approche normative	52
II.6.5. Méthode de Calcul d'autres codes	58
II.7. Conclusion	59

PARTIE 2 : ETUDE DE CAS.

Chapitre III : Les essais aux laboratoires.

III.1. Introduction	60
III.2. Les essais d'identification de sol utilisé.....	60
III.2.1. Introduction	60
III.2.2. La teneur en eau du sol (NF P94-050).....	61
III.2.2.1. Introduction	61
III.2.2.2. Principe de détermination de la teneur en eau	61
III.2.2.3. Appareillage utilisée.....	62
III.2.2.4. Résultats obtenus	62
III.2.3. Equivalent de sable (NF EN 933-8)	63
III.2.3.1. Introduction	63
III.2.3.2. Principe de l'essai	63
III.2.3.3. Appareillage	63
III.2.3.4. Mode d'opérateur	64
III.2.3.5. Les formules d'équivalent de sable	64
III.2.3.6. Résultats obtenues	65
III.2.4. Analyse granulométrique (NF EN 933-1)	65
III.2.4.1. Introduction	65
III.2.4.2. Principe de l'essai	65
III.2.4.3. Matériel utilisés.....	66
III.2.4.4. Les résultats obtenus	67
III.2.5. La masse volumique	68
III.2.5.1. La masse volumique absolue.....	68
III.2.5.2. Appareillage utilisé.....	69

III.2.5.3.Méthode de l'éprouvette graduée	70
III.2.5.4.La masse volumique apparente	71
III.2.5.5.Appareillage	71
III.2.5.6. Mode d'opérateur	72
III.2.5.7.Résultats obtenus	73
III.3.Les essais mécaniques de sol étudié.....	74
III.3.1.Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1)	74
III.3.1.1.Introduction	74
III.3.1.2.Principe de l'essai	74
III.3.1.3.Appareillage	75
III.3.1.4.Mode d'opérateur	77
III.3.1.5.Les Résultats obtenus	78
III.3.2.L'essai de triaxial.....	80
III.3.2.1.Introduction	80
III.3.2.2.Définitions :	80
III.3.2.3.Principe de l'essai triaxial.....	82
III.3.2.4.Description de l'essai	82
III.3.2.5.Mode d'opérateur	83
III.3.2.6.Les Résultats obtenus	84
III.4.Conclusion.....	86

Chapitre IV : Modélisation numérique.

IV.1. Introduction	87
IV.2. Présentation de la procédure de simulation	87
IV.2.1. L'objectif d'étude	87
IV.2.2. Modèle géométrique.....	87
IV.2.3.Modèles constitutifs et paramètres géotechniques de modélisation.....	88
IV.2.3.1. Le sol.....	88
IV.2.3.2. la structure.....	89

IV.3. Modélisation numérique	90
IV.3.1. Cas statique.....	90
IV.3.1.1. Modélisation sans renforcement.....	90
IV.3.1.2. Les conditions aux limites.....	91
IV.3.1.3. Génération du maillage.....	91
IV.3.1.4. Conditions initiales.....	92
IV.3.1.5. Les phases de calcul	93
IV.3.1.6. Résultats de la modélisation numérique.....	93
IV.3.2. Modélisation avec renforcement (bandes d'armatures métalliques).....	95
IV.3.2.1. Génération du maillage.....	95
IV.3.2.2. Les phases de calcul	96
IV.3.2.3. Résultats de la modélisation numérique.....	97
IV.3.3. Modélisation avec renforcement par géotextile	98
IV.3.3.1. Génération du maillage.....	99
IV.3.3.2. Les phases de calcul	100
IV.3.3.3. Résultats de la modélisation numérique.....	100
IV.3.4. Les résultats au niveau du mur de soutènement en cas statique.....	102
IV.3.5. Les résultats au niveau du remblai étudié en cas statique	104
IV.4. Modélisation en cas de chargement dynamique	105
IV.4.1. Présentation	105
IV.4.2. Modélisation sans renforcement.....	106
IV.4.2.1. Modèle numérique.....	106
IV.4.2.2. Les conditions aux limites.....	107
IV.4.2.3. Les phases de calcul	107
IV.4.3. Modélisation avec renforcement (bandes d'armatures métalliques).....	108
IV.4.3.1. Modèle numérique.....	108
IV.4.3.2. Les phases de calcul	109
IV.4.4. Modélisation avec renforcement par géotextile	109
IV.4.4.1. Modèle numérique.....	109
IV.4.4.2. Les phases de calcul	110
IV.4.5. Les résultats du mur de soutènement en cas dynamique.....	111
IV.4.5.1. Variation de déplacement au niveau du mur	111

IV.4.5.2. Variation de l'accélération au niveau du mur	114
IV.4.5.3. Variation de déplacement au niveau du sol renforcé	115
IV.5.Conclusion	117

Conclusion générale et perspectives

Conclusion général.....	119
perspectives	120

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Annexe

Annexe 1: Code Plaxis.

Annexe 2 : Les déformations du mur de soutènement.

Liste des figures :

Figure I.1 : Renforcement par géosynthétique	5
Figure I.2: Géotextile	7
Figure I.3 : Différent type de géo-grille.	7
Figure I.4 : Géo-filet.....	8
Figure I.5 : Géo-membrane	8
Figure I.6 : Géosynthétiques bentonitiques	9
Figure I.7 : Les géotuyaux.....	10
Figure I.8 : Géosynthétiques alvéolaires.....	11
Figure I.9 : Géocellules	11
Figure I.10 : Les blocs ou plaques de géomousses	12
Figure I.11 : Géo-composites	13
Figure I.12 : Renforcement par des inclusions rigides.....	16
Figure I.13 : Pieux en bois	18
Figure I.14 : Pieux métalliques. Nouvelle minoterie Kadji, Cameroun 2002	19
Figure I.15: Pieux battus en béton préfabriqués.....	20
Figure I.16 : Schéma du procédé de réalisation et mise en œuvre des pieux battus tubés.....	21
Figure I.17 : Schéma du procédé de réalisation des pieux forés : simples et tubés	22
Figure I.18 : Schéma de principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé [Menard1994]	23
Figure I.19 : Étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting	24
Figure I.20 : Renforcement Par amélioration dans la masse.....	25
Figure I.21 : Colonne ballastée	26
Figure II.1: Contact entre les grains de sol et le renforcement.....	28
Figure II.2: L'équilibre d'un élément de renforcement.....	29
Figure II.3 : Base de la mécanique du renforcement du sol.	30
Figure II.4: Distribution des tractions dans les renforcements.....	31
Figure II.5 : Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé	32
Figure II.6. : Limites de la zone active.....	33
Figure II.7 : Modes de rupture des ouvrages en sol renforcé.....	34
Figure II.8 a : Modes de ruine des murs en remblai renforcés par éléments métalliques	36

Figure II.8 b : Modes de rupture de la fondation des murs en sol renforcé	36
Figure II.9 : Mécanismes de ruine de glissement et de poinçonnement à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité externe.....	38
Figure II.10 : Mécanisme de ruine à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité générale	39
Figure II.11 : Modèle élémentaire de faille.....	40
Figure II.12 : Différents types d'ondes.....	42
Figure II.13 : Enregistrement des ondes.....	43
Figure II.14 : Composantes de l'action sismique.....	43
Figure II.15 : Carte sismotectonique de l'Algérie du nord.	46
Figure II.16 : (gauche) Résistance d'un ouvrage terre-armée après un séisme de magnitude 7,5 à Tecoman au Mexique en 2003 – (droite) Etat d'un quai du port de Tecoman.....	49
Figure II.17 : Rotation fictive d'un point d'ensemble {mur-sol}	53
Figure II.18 : Point d'application de la poussée dynamique E_d à mi-hauteur de l'ouvrage [NF P 94270].	57
Figure II.19 : a/Efforts pris en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un massif de Soutènement.	58
b/Stabilité interne : mode de répartition de l'effort dynamique interne entre les armatures	58
Figure III.1 : le sol étudié de sidi Abdelaziz	60
Figure III.2 : Les trois échantillons de la teneur en eau	62
Figure III.3 : Echantillon d'équivalent de sable.....	64
Figure III.4 : Granulométrie par tamisage.....	67
Figure III.5 : La courbe granulométrique par tamisage.....	68
Figure III.6 : Essai d'éprouvette graduée	70
Figure III.7 : Méthode de l'éprouvette graduée	71
Figure III.8 : Matériel utilisée	72
Figure III.9 : La méthode de la masse volumique apparente	73
Figure III.10 : Principe de l'essai de cisaillement.....	75
Figure III.11 : L'appareil de cisaillement.....	76
Figure III.12 : Les constituants de la boîte de cisaillement.....	77
Figure III.13 : Mode d'opérateur de l'essai de cisaillement directe.....	78
Figure III.14 : Contrainte de cisaillement en fonction des déformations (sol étudié).....	79
Figure III.15 : La courbe intrinsèque de sol utilisé	79
Figure III.16 : L'appareil de l'essai triaxial	83

Figure III.17 : Mode d'opérateur de l'essai triaxial	84
Figure III.18 : Les contraintes déviatrices corrigées en fonction des contraintes axiales	85
Figure III.19 : La courbe intrinsèque – représentation du critère de Mohr-Coulomb.....	85
Figure IV.1 : Ensemble avec la coupe géologique du sol de fondation	88
Figure IV.2 : Le modèle géométrique de « sol sans renforcement ».....	90
Figure IV.3 : Génération des conditions aux limites.....	91
Figure IV.4 : Génération du maillage en 2D	92
Figure IV.5 : Champ des contraintes effectives	92
Figure IV.6 : Les phases de calcul	93
Figure IV.7 : Déplacement totale de sol sans renforcement.....	94
Figure IV.8 : Contrainte totale de sol sans renforcer	94
Figure IV.9: Le modèle géométrique de « sol+bandes d'armatures métalliques ».....	95
Figure IV.10: Génération du maillage en 2D	96
Figure. IV.11 : Les phases de calcul	97
Figure IV.12 : Déplacement totale de sol renforcé par bande d'armature métallique	97
Figure IV.13 : Contrainte totale de sol renforcé par bande d'armature métallique.....	98
Figure IV.14 : Le modèle géométrique « sol+géotextile »	99
Figure IV.15 : Génération du maillage en 2D	99
Figure. IV.16 : Les phases de calcul	100
Figure IV.17 : Déplacement totaux de sol renforcé par géotextile	101
Figure IV.18 : Contrainte totale de sol renforcé par géotextile.....	101
Figure IV.19 : Le déplacement au niveau du voile	103
Figure IV.20 : Le déplacement au niveau de la semelle	103
Figure IV.21 : Le déplacement au niveau d'armature métallique et géotextile	104
Figure IV.22 : chemin des contraintes totales (q) et (p).....	105
Figure IV.23 : Accélérogramme d'un séisme réel (225.smc)	106
Figure IV.24 : Le modèle géométrique de « sol sans renforcement ».....	106
Figure IV.25 : Génération des conditions aux limites.....	107
Figure IV.26 : Les phases de calcul	108
Figure IV.27 : Le modèle géométrique de « sol+bandes d'armatures métalliques ».....	108
Figure IV.28 : Les phases de calcul	109
Figure IV.29 : Le modèle géométrique « sol+géotextile »	110
Figure IV.30 : Les phases de calcul	110

Figure IV.31 : Le déplacement au niveau du voile 112

Figure IV.32: Le déplacement au niveau de la semelle 112

Figure IV.33 : Le déplacement en cas avec armature et avec géotextile 113

Figure IV.34: L'accélération en cas voile 114

Figure IV.35: L'accélération en cas semelle 114

Figure IV.36 : L'accélération au niveau des différents renforcements étudiés..... 115

Figure IV.37 : Courbe déplacement / temps 116

Figure IV.38 : Courbe de l'accélération / temps 116

Figure IV.39 : Courbe de force / temps 117

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003)	47
Tableau II.2 : Performance de quelques ouvrages en Terre Armée sous séisme	50
Tableau II.3 : Valeur du paramètre r [EC8-1], [EC8-5] et [NF P 94270]	55
Tableau III.1 : La teneur en eau	62
Tableau III.2 : Equivalent de sable.....	65
Tableau III.3 : Le pourcentage cumulé de tamisât	68
Tableau III.4 : Le poids volumique de sable étudié	73
Tableau IV.1 : Caractéristiques géotechniques des sols	89
Tableau IV.2 : Propriétés des éléments de construction	90
Tableau IV.3 : Les résultats du mur de soutènement en cas statique.....	102
Tableau IV.4 : Les résultats des structures en ca dynamique.....	111

Notations :

➤ Lettres majuscules :

A : Le coefficient d'accélération de zone.

A_{Ed} : Valeur de calcul d'une action sismique.

B : Le coefficient de BISHOP.

C : La cohésion effective.

C_c : Coefficient de courbure la quantité.

C_u : Coefficient d'uniformité ou de Hazan le coefficient.

C_u : La cohésion effective non drainée.

E_{ae} : Efforts de traction statiques.

Ed : L'incrément dynamique de poussée des terres (Un effort dynamique global).

E_{dx} : Un déplacement horizontal.

E_{dz} : Un déplacement vertical.

E₀ : Rotations.

F_H et F_V : Les forces d'inertie horizontale et verticale.

F_s : Le coefficient de sécurité.

H : Hauteur de la paroi vertical à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}.

I : L'intensité.

K, G : Les modules de compressibilité et de cisaillement (ou module de Coulomb).

K_{ad} : Coefficient de poussée des terres (statique et dynamique).

k_h, k_v : Les coefficients pseudo-statiques horizontaux et verticaux.

L : Longueur du mur correspondant à celle du mur.

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

N : Un effort normal de compression.

P : Le mouvement vertical résulte des ondes de type P.

R_v : Résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif.

S : Le mouvement horizontal résulte des ondes de type S.

T : Un effort tranchant.

T_m : L'effort de traction à l'intersection avec la ligne des tractions maximum.

T_p : L'effort de traction maximale dans chaque lit de renforcements au parement.

S_T : Le coefficient d'amplification topographique.

V_p, V_s : Les vitesses respectives de propagation des ondes de cisaillement.

V_w : Le volume de l'eau dans l'échantillon.

W_a : Le poids de la zone active.

W_m : Le poids du massif en sol renforcé.

➤ **Lettre minuscule :**

a : Une expansion latérale.

a_m : Accélération maximale.

a₀ : L'accélération au niveau du sol.

b : La largeur du renforcement.

c' : La cohésion.

dr : Le déplacements admissibles.

P : La contrainte moyen.

q : La contrainte déviatorique(contrainte axiale).

r_a: La résistance caractéristique maximale du renforcement à l'accrochage au parement.

r_c: La résistance caractéristique maximale du renforcement en section courante.

r_f : Le frottement maximal mobilisable au de-là de la ligne des tractions maximum.

➤ **Lettres grecques :**

ρ : La masse volumique du matériau affecté à l'élément considéré.

β: Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

γ: Poids volumique du sol de remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}.

θ : L'angle D'une rotation fictive.

ρ_d : Masse volumique des grains solide.

σ_v: La contrainte verticale.

σ_h : La contrainte horizontale.

σ_n : La contrainte normale.

φ' : L'angle de frottement.

τ : La contrainte de cisaillement.

γ_{unsat} : Poids Volumique apparent.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

U_x , U_y : Les déplacements verticaux et horizontaux.

σ_{eff} : La contrainte effective initiale.

U_{tot} : Le déplacement total.

σ_{tot} : La contraintes total.

$tg \psi$: Le coefficient de frottement sol-renforcement.

θ_a : La rotation fictive θ pour la valeur positive de k_v .

θ_b : La rotation fictive θ pour la valeur négative de k_v .

Abréviations :

CGS : Le centre national de recherche appliqué en génie sismique.

CMC : Les Colonnes à Module Contrôlé.

DVP : Des drains verticaux préfabriqués.

GSB : géosynthétique bentonitique.

ISS : Interaction sol-structure.

LA : La lecture anneau maximale.

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussés.

MEF : Méthode des éléments finis.

RPA 99 version 2003 : La réglementation parasismique algérienne en vigueur.

SETRA : Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes, 1991. Les ouvrages en terre armée, recommandation et règles de l'art.

Introduction Générale

Introduction général :

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement ce procédé rentre dans le domaine de la structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place. Ce dernier procédé appartient au domaine de la géotechnique. Toutes fois, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, c'est le cas des massifs en sol renforcé. Ce sont des ouvrages de soutènement construits par renforcement d'un sol de remblai. Le sol renforcé est l'un des premiers types d'ouvrages inventés dans cette catégorie. Il s'agit d'un massif de remblai granulaire mis en place par couche successives horizontales entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement. Les ouvrages réalisés avec la technique sol renforcé sont essentiellement de deux types : mur de soutènement des terres et ouvrages porteurs comme les culées de ponts. Les renforcements utilisés généralement dans ces deux types d'ouvrages sont des bandes métalliques. Cependant, dans les environnements agressifs, ces armatures métalliques sont remplacées par des bandes géosynthétiques non corrodables qui présentent une extensibilité plus importante.

L'analyse numérique du comportement en service des massifs renforcé par des armatures métalliques et des bandes géosynthétiques a permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles.

Dans ce mémoire, les bandes d'armature métallique et géotextile ont été utilisé pour le renforcement d'un massif de sol dans le but d'étudier :

Le comportement de ces sols dans deux types de chargements statique et dynamique (scénario de séisme).

Pour atteindre le but visé, le travail sera divisé en quatre chapitres y compris une introduction générale et une conclusion générale.

Dans le premier chapitre, nous présentons une étude bibliographique détaillée sur les différentes techniques de renforcement de sol.

Le deuxième chapitre, nous nous sommes intéressés au sol renforcé soumis à deux chargements statique et dynamique, ensuite on présent les justifications de rupture d'un ouvrage de sol renforcé.

Le troisième chapitre, présente une série des essais effectués au laboratoire, afin de déterminer les caractéristiques physique et mécanique du sol étudié.

Le dernier chapitre, s'intéresse à l'étude de la modélisation d'un sol renforcé par géotextile et bande d'armature métallique, en utilisant le code Plaxis, Dans Ce chapitre on a fait une comparaison en cas statique, cas dynamique avec un modèle numérique (notre modèle Mohr Coulomb) ; met les paramètres géotechniques (l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ , la cohésion C , module de Young E et le coefficient de Poisson ν) ; et les éléments de construction.

Finalement, une conclusion de travail et propose quelques pistes pour des développements future.

Chapitre I

Généralité sur les sols renforcés

I.1. Introduction :

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. Le renforcement des sols consiste dans son principe à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Dans ce chapitre nous présentons les différentes techniques de renforcements et des techniques correspondantes, On étudie le comportement élémentaire entre le sol et un élément de renforcement, comportement qui est commun à toutes les techniques de sol renforcé. [13]

I.2. Historique sur le renforcement des sols :

Les principes de base du renforcement du sol existent déjà dans la nature et sont démontrés par les animaux, les plantes et les oiseaux. La forme moderne du renforcement du sol a été appliquée pour la première fois par Vidal (1969). Basé sur le concept de Vidal, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses Recherches en 1963. « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint-Tropez, racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène. Alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins ». Et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la terre renforcée. [4]

Et après son invention, la technique de Terre renforcée a connu un large développement depuis quelques années dans le domaine du génie civil et une progression énorme. Cependant, depuis le début des années quatre-vingt, les technologies de renforcement des sols utilisant des inclusions diverses ont fait des progrès considérables. Si les mélanges de plusieurs sols (stabilisation dite mécanique) ou l'addition de faibles quantités de ciment, de chaux ou de bitume (stabilisation chimique), le pré-chargement allié au drainage, ou les injections sont des méthodes employées depuis longtemps pour améliorer les terrains défectueux, les renforcements par inclusions ont permis d'obtenir des résultats spectaculaires. La terre armée, c'est-à-dire la mise en place, dans un remblai en construction par couches d'armatures plates en acier galvanisé liées à une peau formée d'écaillés en béton armé fut dans les années soixante, le précurseur des renforcements par inclusions. Le renforcement par géo-grilles, par géotextiles perméables, par géo-membranes étanches, éventuellement par des systèmes mixtes

calandrés drainant d'un seul côté, par la création de massifs par projection de fils et de sable (Texsol), par clouage, par ancrages battus ou forés scellés, précontraints ou non, ont modernisé et étendu la gamme des procédés.

Cependant, ces techniques permettent d'améliorer suffisamment les mauvais sols de façon à les rendre aptes à supporter les efforts des structures qu'on doit y construire. [28]

I.3. Principe de renforcement des sols :

Le renforcement du sol vise à pallier les problèmes de tassement, de portance ou de liquéfaction d'un ouvrage. C'est une option qui permet de préserver le mode de fondation le plus économique et le plus simple à mettre en œuvre, qui n'est autre que les fondations superficielles. Le principe du sol renforcé est basé sur l'amélioration de ses caractéristiques de résistance.

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement Récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. [20]

I.4. Objectifs de renforcement des sols :

On renforce un sol pour les raisons suivantes :

- Augmenter la résistance du sol afin d'améliorer sa capacité portante.
- Assurer la stabilité temporaire des travaux d'excavation sans recours aux systèmes d'étaïonnement conventionnels.
- Arrêter le mouvement d'une pente instable pour permettre des travaux de confortement permanent.
- Diminuer la compressibilité des sols en place.
- Diminuer la perméabilité des sols.
- Permettre le percement d'un tunnel dans un terrain difficile.
- Accélérer la consolidation d'un dépôt d'argile.
- Contrôler les infiltrations d'eau autour d'un ouvrage.
- Diminuer le potentiel de déformation volumique des sols.
- Homogénéiser les sols pour réduire le risque de tassement différentiel.
- Réduire la gélivité.

- Effectuer des travaux de reprise en sous-œuvre.
- Stabiliser un remblai nouvellement mis en place.

I.5. Renforcement de sol par géosynthétiques :

I.5.1. Définitions des géosynthétiques :

Un géosynthétique est défini par la norme NF EN ISO 10318 [25] comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les professionnels des géosynthétiques ont engagé des recherches scientifiques pour permettre une substitution par des fibres naturelles ou recyclées. [25]

Le nom "géosynthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme des nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation d'un remblai sur sol mou. [17]



Figure I.1 : Renforcement par géosynthétique.

Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

I.5.2. Les différents types de géosynthétique :

I.5.2.1. Introduction :

Une large gamme de géosynthétiques reconnus pour leur robustesse est proposée en polypropylène et polyester, avec des résistances allant jusqu'à 1000 KN en résistance à la traction. Les géosynthétiques entrant dans la conception des routes et des voies de circulation ont comme fonction d'éviter les fissures dans les couches d'enrobé, dues aux variations de températures ou à la charge du trafic [18].

Les géosynthétiques peuvent se classer en trois familles principales :

- Les géotextiles et produits apparentés,
- Les géo-membranes,
- Les géosynthétiques benthoniques.

Les géo-membranes et géosynthétiques benthoniques quant à eux assurent exclusivement la fonction d'étanchéité. Les produits issus de la combinaison de manière industrielle de deux ou plusieurs géosynthétiques sont appelés « géo-composites ». Ils remplissent plusieurs fonctions dans les ouvrages.

I.5.2.2. Les géotextiles :

Ils sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion. Ou les géotextiles sont des tissus généralement en matériaux synthétiques, destinés aux travaux de bâtiment, de génie civil et d'agriculture. Ils sont souvent et improprement appelés « Bidim », du nom du leader historique des fabricants de ce produit.



Figure I.2: Géotextile.

I.5.2.3. Les géo-grilles :

Les géo-grilles sont des structures souples présentant des ouvertures de tailles et formes variées servant à renforcer la couche de fondation supérieure ou même le pavage, en les rendant plus forts et prolongeant la durée de vie de l'ouvrage. Ces grilles sont fabriquées de matériaux résistants à la dégradation physique et à la perte de rigidité causées par des environnements agressifs chimiquement. Les géo-grilles résistent à l'allongement par fluage et supportent d'importantes charges de traction.



Figure I.3 : Différent type de géo-grille.

I.5.2.4. Les géo-filets :

Le géofilet (GNT) est un géosynthétique constitué d'ensembles de tiges parallèles et superposées entièrement reliées à d'autres ensembles similaires selon des angles variables.



Figure I.4 : Géo-filet.

I.5.2.5. Les géo-membranes :

Ils sont des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées comme couche d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur.

Les géo-membranes sont des géosynthétiques assurant une fonction d'étanchéité. Elles sont généralement utilisées pour remédier aux pertes d'eau par infiltration, ou pour éviter la migration de polluants dans le sol. [26]



Figure I.5 : Géo-membrane.

I.5.2.6. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB) :

Ils sont des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les géosynthétiques bentonitiques à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne.

Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges, souvent en association avec une géomembrane.



Figure I.6 : Géosynthétiques bentonitiques.

Les GSB sont utilisés notamment pour les applications suivantes :

- projet de voirie : construction de tunnels de métro, étanchéité des réservoirs de Léau, etc ;
- Assainissement de l'environnement : enfouissement, traitement des eaux usées et des résidus industriels, etc ;
- Conservation de l'eau : étanchéité, blocage des fuites, renforcement de réservoirs, digues, etc ;
- Lacs artificiels, terrains de golf, bassins de pisciculture, etc ;
- Etanchéité dans les secteurs pétrochimiques et miniers.

I.5.2.7. Les géotuyaux :

Ils sont des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.



Figure I.7 : Les géotuyaux.

I.5.2.8. Les géosynthétiques alvéolaires :

Ils sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas des bandes de grilles polyoléfiniques larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses de géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas. Ou « GCE » est une structure tridimensionnelle en nid d'abeilles ou similaire, perméable, à base de polymère (synthétique ou naturel), constituée des bandes de géosynthétiques reliées entre elles. [7]



Figure I.8 : Géosynthétiques alvéolaires.

I.5.2.9. Les géocellules :

Qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m ; très souvent ils sont fabriqués à partir des bandes qui sont localement connectés, et une fois étirés, les cellules 3D sont créés, par exemple, sous forme de nid d'abeilles. Les applications de Geocellules sont:

- À la plate-forme stable de l'autoroute/chemin de fer.
- Pour supporter la charge de digue, mur de soutènement.
- Pour améliorer l'eau de rivière peu profonde.
- Pour appuyer le pipeline et d'égout.
- Pour être utilisé comme paroi indépendant, quai et brise-lames, etc...
- Pour être utilisé pour la réglementation du désert, plages, lit de rivière et de la rivière banque. La construction de routes en PEHD Fournisseur de géocellules.



Figure I.9 : Géocellules.

I.5.2.10. Les blocs ou plaques de géomousses :

Ils sont obtenus par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz. Les géomousses sont utilisées pour l'isolation thermique, comme remblai léger ou comme couche verticale compressible pour réduire la pression des sols contre les murs rigides.



Figure I.10 : Les blocs ou plaques de géomousses.

I.5.2.11. Les géo-composites :

Ils sont des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile/géofilet, géotextile/géogrille, géofilet/géomembrane ou un géosynthétique bentonitique (GSB).

Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile. [30]

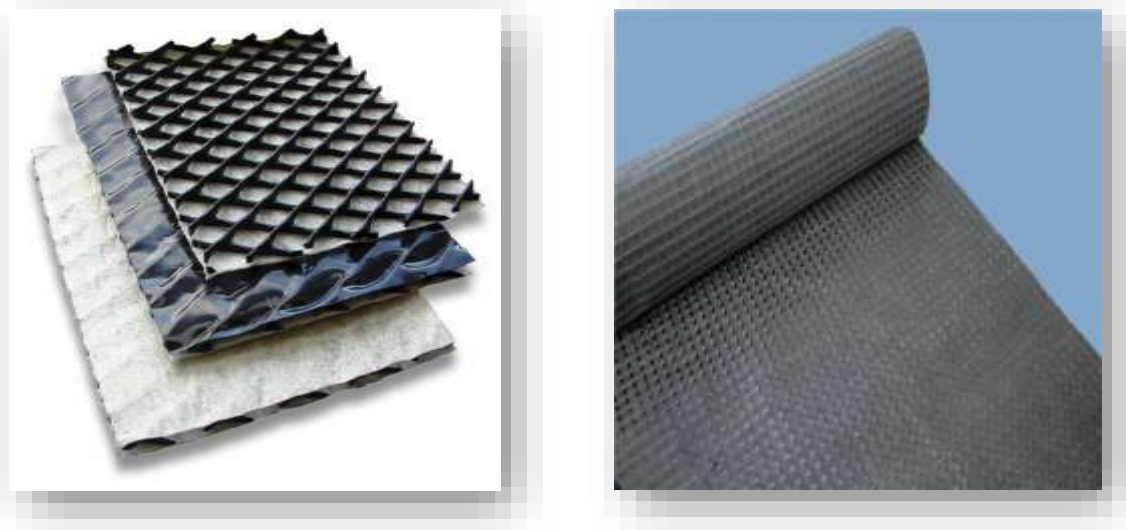


Figure I.11 : Géocomposites.

I.5.3. Les fonctions des géosynthétiques :

I.5.3.1. Séparation :

Le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes. [19]

I.5.3.2. Renforcement :

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondations très molles et la réalisation de pentes de talus de Remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets. [19]

I.5.3.3. Contrôle de l'érosion :

Le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables. [19]

I.5.3.4. Filtration :

Le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux dans les systèmes de protection des cotés ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols. [19]

I.5.3.5. Drainage :

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré-chargés. [19]

I.5.3.6. Confinement des (barrières aux) fluides/gaz :

Le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en en capsulage de sols gonflants et confinement de déchets. [19]

I.5.4. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le Renforcement :

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et Diminution des mouvements de terre;
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de Transfert de matériau;
- Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les Capacités;
- Diminution des emprises;
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel;
- Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période Hivernale);
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- Préservation de l'aspect naturel du paysage;
- Optimisation des coûts de construction. [16]

I.6. Renforcement de sol par inclusions rigides :**I.6.1. Principe et mode de fonctionnement :**

La technique de renforcement par inclusions rigides trouve son origine en Angleterre. Elle y a été utilisée pour renforcer les sols de certaines villes, ainsi qu'en Italie. Le renforcement est réalisé essentiellement à l'aide de mortier, de béton ou de résines, en mettant en place un maillage d'éléments verticaux cylindriques de diamètre 250 à 600 mm. La charge de l'ouvrage est transférée sur un horizon porteur en profondeur, conjugué à un frottement le long de chaque élément vertical. Cette technique est une solution alternative aux fondations profondes.

Ici le but n'est pas tant de rendre le sol plus résistant ; le renforcement du sol se fait grâce à des colonnes de mortier ou de béton, qui vont protéger le sol et constituer une sorte de barrière, afin qu'il soit moins sollicité. Évidemment, la technique à utiliser dépend de la nature et de la structure du sol, et sera choisie après une étude géotechnique professionnelle.

L'efficacité de cette technique peut être améliorée par la disposition de nappes géo synthétiques noyées Au sein du matelas, et de dallages situés au-dessus du matelas de transfert de charge.

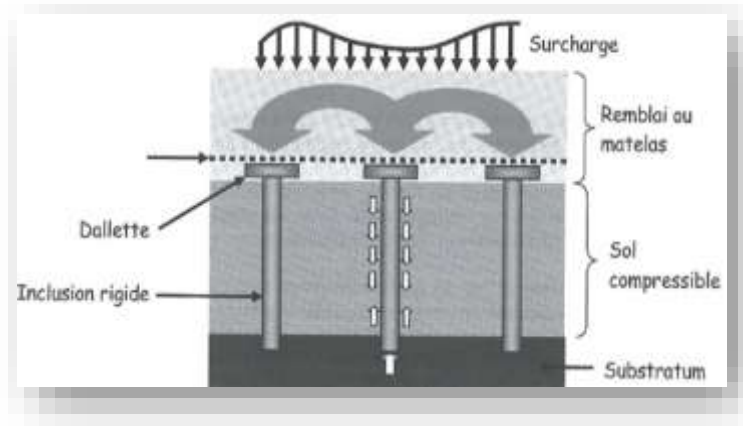


Figure I.12 : Renforcement par des inclusions rigides.[6]

I.6.2. Les différents types d'inclusions rigides :

I.6.2.1. Introduction :

Durant ces dernières années, la géotechnique s'est développée de manière considérable. Parmi les différents types de solutions de renforcement des sols, les inclusions sont les plus souvent utilisées. On peut noter deux types préfabriquées et celles coulées in situ [Combarieu 1996]. Pour ce faire, les inclusions préfabriquées se différencient par leur matériau de construction (pieux bois, pieux métalliques ou encore pieux béton). Parmi les inclusions fabriquées in situ, on peut encore distinguer deux familles : les inclusions de type pieu et les inclusions fabriquées par mélange d'un liant avec le sol en place (type injection). [6]

I.6.2.2. Inclusions préfabriquées :

La préfabrication est un processus qui nécessite la présence d'une entreprise spécialisée dans le domaine de la préfabrication (machines et main d'œuvres qualifiées). Les principaux avantages et les désavantages des pieux préfabriqués peuvent être présentés de la manière suivante :

✚ *Avantage :*

- le matériau des pieux peut être contrôlé avant l'insertion dans le sol,
- stabilité dans les sols compressibles,
- pas de dégâts engendrés sur le pieu par soulèvement du sol lors de l'insertion des pieux adjacents,
- de très grandes longueurs de pieux.

+ Inconvénients :

- Risque de casse lors de la mise en place,
- Risque de prolongation des délais de réalisation en cas de casse,
- Cause de nuisance et risque de dégâts par le bruit et les vibrations,
- Impossibilité d'insérer de gros diamètres,
- Risques de dégâts sur les structures adjacentes dus au déplacement du sol lors de la mise en œuvre.

Il est possible de noter les différents types de pieux préfabriqués selon le matériau utilisé:

- Pieux en bois.
- Pieux métalliques.
- Pieux en béton.

a) Pieux en bois :

Le pieu en bois est probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations. Cette méthode est encore appliquée dans certains pays. Il est possible de noter que les plus grands désavantages de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Cette méthode est utilisable sous certaines précautions, pour de faibles charges (inférieures à 50 tonnes) et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12m. Les pieux bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en Chine et dans les pays scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires. [6]

La mise en œuvre des pieux se fait par battage. Pour ce faire, afin de faciliter la pénétration et de ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises en comptes:

- Prévoir une pointe en acier à la base du pieu,
- Une bande d'acier autour de la tête du pieu,
- Un pré-forage.



Figure I.13 : Pieux en bois.

b) Pieux métalliques :

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profilés en H (une meilleure résistance à la compression que ceux en I) ou des tubes cylindriques afin de résister au mieux à la compression (sans présence de béton). Les longueurs usinées vont de 12 à 21 mètres. Leur utilisation est plus courante dans des conditions où les sols sont non agressifs (où le taux de corrosion reste faible). Chaque pieu peut reprendre une charge comprise entre 350 et 1800 KN. Cependant, les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement. Dans le cas contraire, à cause des risques de corrosion, une certaine majorité d'ingénieurs refuse d'utiliser ce type d'inclusions. Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux en béton, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en œuvre. Les profilés en H génèrent un faible déplacement de sol. [6]



Figure I.14 : Pieux métalliques. Nouvelle minoterie Kadji, Cameroun 2002.

c) Pieux en béton :

Les pieux en béton préfabriqués sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton. Contrairement aux pieux métalliques, le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux en béton peuvent être ou non armés et peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs, cette seconde forme facilite de transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15mètres dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40m dans le cas d'utilisation de la précontraintes et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords. [6]



Figure I.15: Pieux battus en béton préfabriqués.

I.6.2.3. Inclusions construites in situ :

Comme pour les pieux préfabriqués, il est possible de réaliser des pieux in situ en utilisant une technologie de pointe et un matériel adéquat, cependant il est important de noter :

+ **Avantage :**

- Variation de la longueur pour mieux s'adapter aux conditions du sol,
- Insertion de gros diamètres,
- Installation sans bruit ni vibrations notables,
- Pas de risque de soulèvement de sol,
- Possibilité d'obtenir dans l'argile des têtes d'inclusions deux à trois fois plus larges que le diamètre de la colonne.

+ **Inconvénients :**

- Risque de striction dans les sols compressibles,
- Installation du béton sous des conditions non idéales,

I.6.2.3.1. Les inclusions de type pieu :

a) Pieux battus tubés :

Afin de donner une bonne illustration, le schéma suivant nous permettra de mieux comprendre ce procédé. Ce procédé consiste au battage par mouton sec d'un élément préfabriqué (béton ou acier). Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube afin que le tube soit ensuite extrait du sol. Ce procédé se fait par refoulement du sol sans déblais. [6]

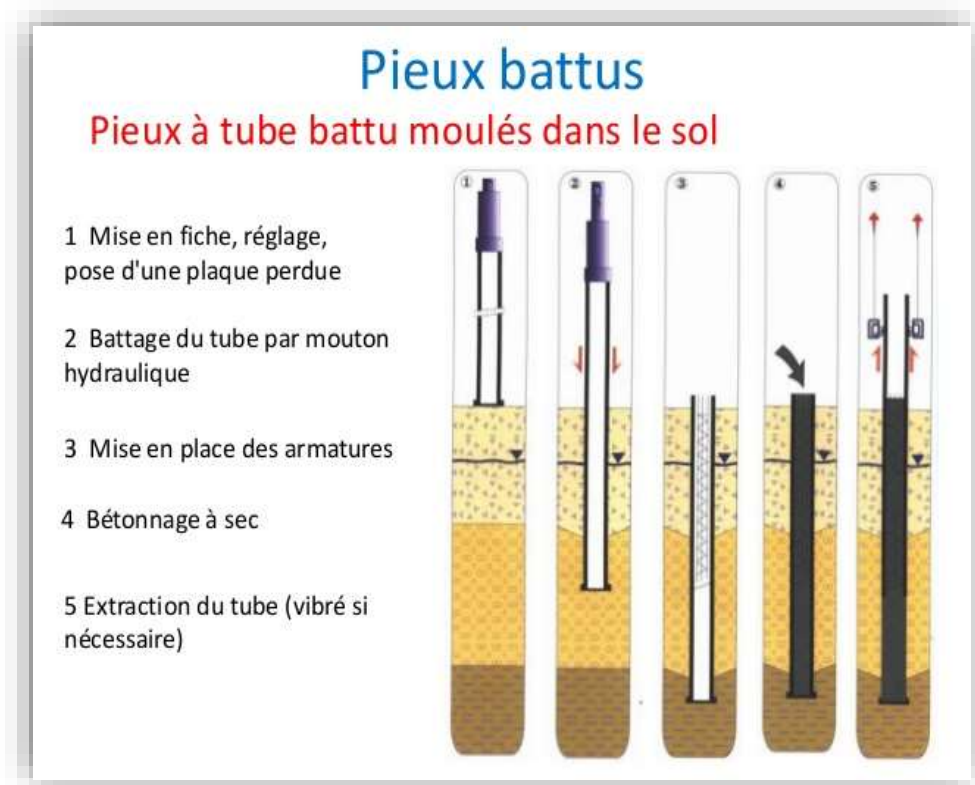


Figure I.16 : Schéma du procédé de réalisation et mise en œuvre des pieux battus tubés.

b) Pieux forés simples ou forés tubés :

Le choix entre l'utilisation de pieux forés simples et de pieux forés tubés dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- Le procédé du pieu foré simple est utilisé dans un sol cohérent et hors nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton,

- Le procédé du pieu foré tubé est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", cela consiste à réaliser un pieu foré à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol. [6]

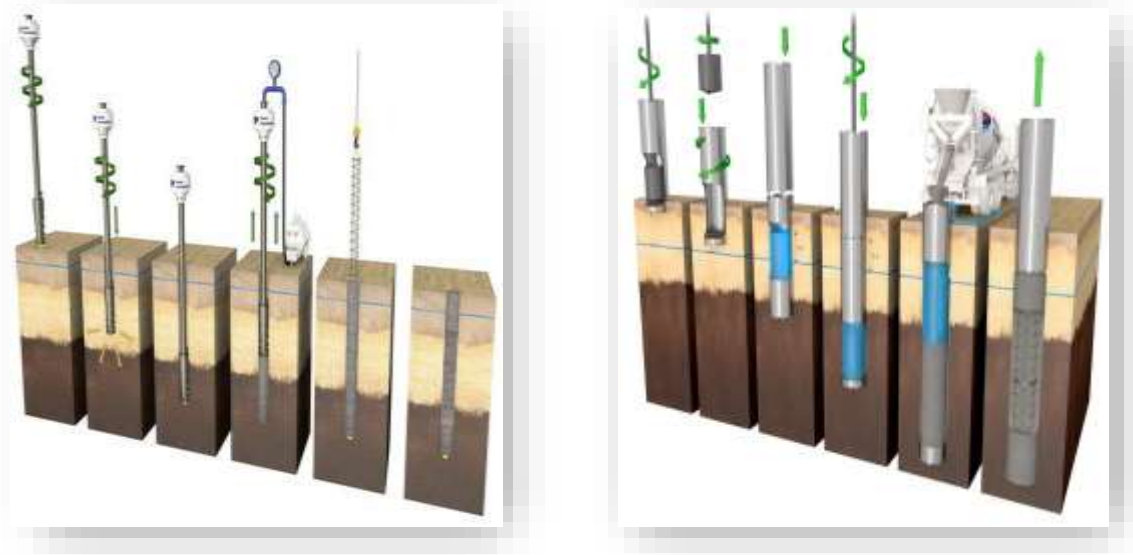


Figure I.17 : Schéma du procédé de réalisation des pieux forés : simples et tubés.

Ce type de procédé nécessite des moyens puissants, générant des déblais avec un rendement faible par rapport aux modes précédents.

c) Colonne à module contrôlé :

Les Colonnes à Module Contrôlé (CMC) sont des inclusions semi-rigides et cimentées dont le module de déformation à long terme se situe entre le module du béton de pieux et le module des colonnes ballastées (entre 500 à 10000 MPa). La solution des CMC ne vise pas à réaliser des pieux pour supporter chacun directement la charge de l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides régulièrement répartis et en densité suffisante dans le but de réduire les tassements. [6]

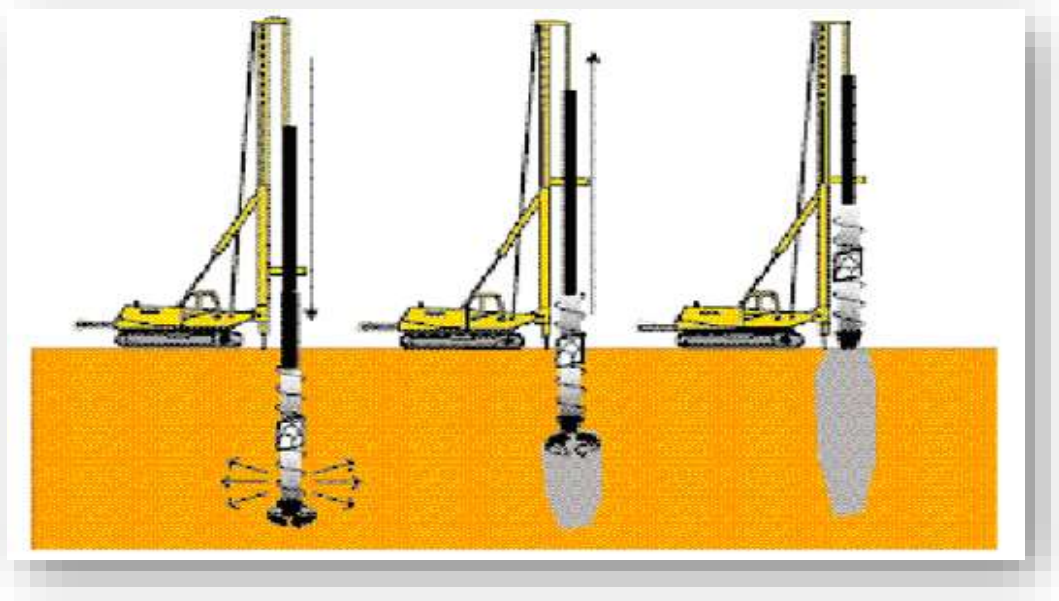


Figure I.18 : Schéma de principe du procédé des Colonnes à Module Contrôlé [Menard1994].

I.6.2.3.2. Inclusion par mélange d'un liant avec le sol :

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol dites "inclusions par mixing" permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés afin d'augmenter les performances mécaniques. Elles peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Ces techniques ont été développées d'une part pour le renforcement des sols compressibles et d'autre part pour leur stabilisation.

L'objectif des méthodes de traitement des sols par "mixing" est de modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques en réalisant des colonnes rigides ou semi-rigides.

Le module d'élasticité et la résistance à la compression simple sont typiquement 5 à 10 fois inférieurs à ceux du béton. [6]

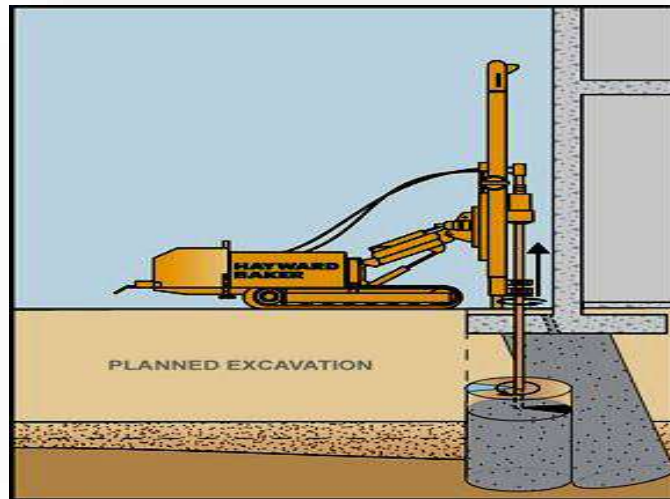


Figure I.19 : Étape de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.

I.7. Renforcement Par amélioration dans la masse :

Ces techniques de vibrocompactage permettent de renforcer les caractéristiques mécaniques du sol traité en changeant ses caractéristiques intrinsèques. La résistance au cisaillement des sols compressibles est augmentée pour assurer une meilleure portance, et leur compressibilité est réduite. Pour cela, on crée des colonnes au moyen d'une foreuse et d'un vibreur. Les vibrations permettent de compacter le terrain existant et le ballast vient combler le vide nouvellement créé. Cette technique est surtout utilisée sur les sols granuleux.

Entre autres, il existe des techniques d'infiltration de liants ou de mortier. Ces techniques sont surtout utilisées dans le cas où le sol est constitué d'argiles gonflantes. Elles s'adaptent aussi bien aux constructions neuves qu'aux ouvrages anciens.



Figure I.20 : Renforcement Par amélioration dans la masse.

I.8. Renforcement de sol par colonnes ballastées :

I.8.1. Définitions des colonnes ballastées :

Colonne ballastée est un Système de renforcement du sol consistant à mettre en place ponctuellement et selon un maillage donné des colonnes (diamètre faible par rapport à la profondeur) de matériau granulaire compacté à refus dans un terrain compressible. Cette technique permet ensuite d'utiliser des fondations superficielles.

La mise en œuvre d'un renforcement de sol par colonnes ballastées est réalisée par une entreprise spécialisée dans les ouvrages de traitement de sols. Il peut s'agir d'une entreprise réalisant plus généralement des fondations spéciales, quoiqu'il ne s'agisse pas là de fondations à proprement parler, mais bien d'un traitement de sol visant l'amélioration de ses caractéristiques géotechniques. [1]



Figure I.21 : Colonne ballastée.

I.8.2. L'objectif d'un renforcement de sol par colonnes ballastées :

L'objectif d'un renforcement de sol par colonnes ballastées est d'améliorer les caractéristiques géotechniques d'un sol. Elles permettent, en substituant localement par un matériau granulaire frottant le sol existant peu résistant, de moindre raideur et compressible, en vue d'obtenir une amélioration mécanique globale de l'ensemble « sol plus colonnes, » notamment en termes de compressibilité. [9]

a) Les avantages :

- Cette technique permet l'accroissement de la capacité portante des sols fins par substitution de colonnes de sol et augmentation de la compacité,
- Elle permet la dissipation rapide des pressions interstitielles. Le tassement s'effectue donc plus rapidement,
- Ce procédé limite les tassements différentiels par homogénéisation (le ballast diminue la différence de composition du sol d'un point à un autre de l'ouvrage. Il restera toujours des tassements, mais qui seront moins différentiels),
- Il permet la stabilisation du sol pour limiter, par exemple les glissements de terrain,
- L'exécution des colonnes peut aussi bien se faire sous qu'au dessus de la nappe phréatique,

- Le chantier qui en résulte est propre (pas de mouvement de terres ou de béton),
- L'utilisation de la plateforme est immédiate (pas de recépage ni de temps d'attente de durcissement du béton comme pour les pieux).

b) Les inconvénients :

- Il n'est pas possible de réaliser de colonnes ballastées en période de gel,
- La vibration, le bruit, et le remaniement du sol par la technique du lançage interdisent l'utilisation de cette technique en environnement très sensible (c'est à dire en centre ville),
- Ce procédé nécessite une quantité non négligeable de matériau d'apport,
- Le sol en place doit avoir une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion du ballast au cours du temps,
- L'énergie utilisée est importante, les outils sont coûteux ce qui fait de cette technique une solution très onéreuse,
- Le renforcement de sol induit n'est pas suffisant pour reprendre des charges très importantes : cette solution crée des colonnes semi rigides (contrairement aux pieux), ce qui peut engendrer des tassements qui peuvent être importants (bien que progressifs et monolithiques) notamment sous des immeubles de 20 étages (on préférera alors les pieux),
- Les colonnes sont obligatoirement verticales (ne peuvent être inclinées comme les pieux préfabriqués par exemple).

I.9. Conclusion :

Nous avons exposé dans ce chapitre une étude bibliographique détaillée sur les différentes techniques de renforcement de sol, qu'elles permettent d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. Chaque technique présente ses avantages et ses inconvénients en termes de portance, de nuisance sonore, de contrainte, de fiabilité et de coût.

Chapitre II

Le comportement statique et dynamique des sols renforcés

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous sommes intéressé un comportement statique, dynamique et les mécanismes fondamentaux de rupture d'un sol renforcé ensuite on présent les justifications de rupture d'un ouvrage de sol renforcé.

II.2. Principe de renforcement de sol :

On sait comment se déformait un élément de sol dans un massif en équilibre limite : la poussée s'obtient par expansion latérale du massif. L'idée de base de Henri Vidal est de s'opposer à cette expansion latérale en faisant intervenir le frottement des grains du sol sur des renforcements horizontales. Si le frottement est suffisant pour empêcher tout mouvement relatif grains-armatures, alors la déformation horizontale du massif se réduit à la déformation longitudinale des armatures qui sont très faible [24].

On voit donc tout se passe comme si l'on avait un matériau possédant une cohésion anisotrope n'apparaissant que pour des déformations horizontales (sauf si l'on disposait des armatures dans toutes les directions) pour qu'il n'y ait pas de glissement terre-armature, il faut que les forces de contact entre les grains et les armatures fassent avec la normale aux armatures un angle α tel que [29] :

- $\text{tg } \alpha < \text{tg } \psi$ (Où $\text{tg } \psi$: Désignent le coefficient de frottement sol-renforcement (figure II.1)).

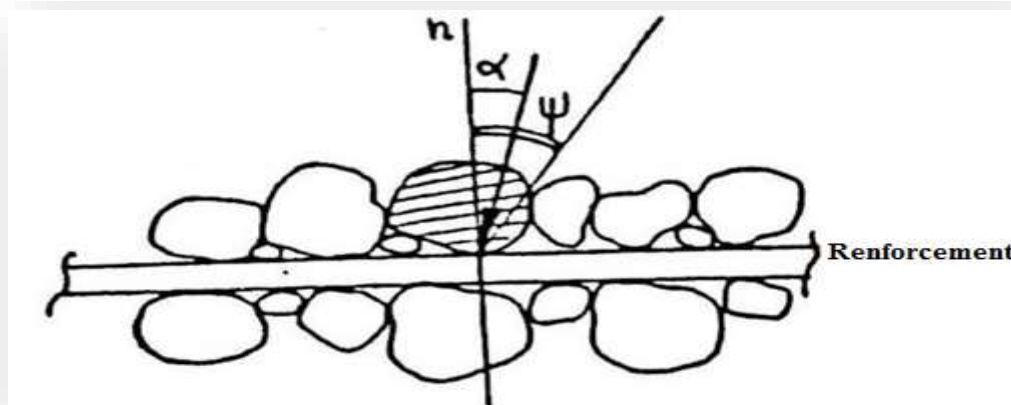


Figure II.1: Contact entre les grains de sol et le renforcement.

Considérons alors un élément de volume de renforcement, de longueur dl figure II.2. Le long de ce tronçon, la traction dans le renforcement varie de dT et la composante normale de la contrainte transmise par la terre à l'armature est σ .

Compte tenu du fait que le renforcement est sollicitée sur ses deux faces, l'équilibre de ce volume élémentaire s'écrit : $dT = 2 \sigma b dl$ (Où b : désigne la largeur du renforcement)

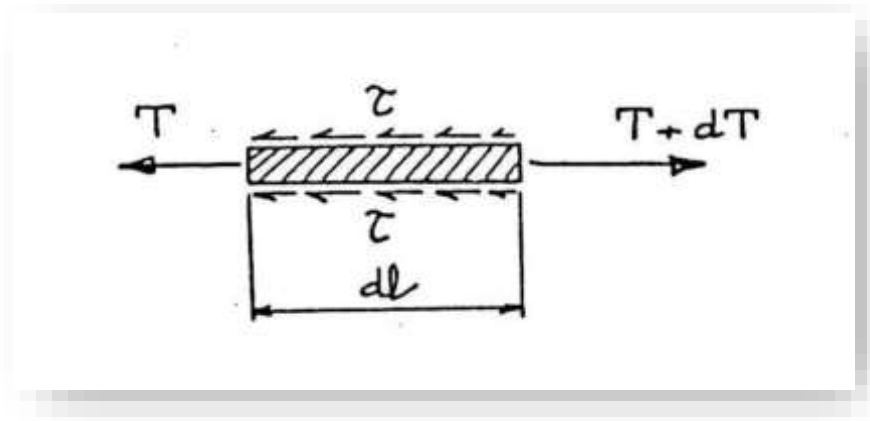


Figure II.2: L'équilibre d'un élément de renforcement.

Soit $dT = 2 \sigma \tan \alpha \cdot b \cdot dl$: La condition $\tan \alpha < \tan \psi$ s'écrit donc, en introduisant le coefficient de sécurité F :

$$\frac{dT}{2\sigma b dl} < \frac{\tan \psi}{F} \dots\dots\dots(1)$$

La base de la mécanique du renforcement du sol a été bien comprise par Henri Vidal et a été expliquée en détail dans ses premières publications comme Mc Kittrick l'a reconnu en 1978. Une schématisation du fonctionnement mécanique est donnée par la Figure II.3. Le chargement axial sur un échantillon de matériau granulaire dense produit une expansion latérale (a). En raison de la dilatation, la déformation latérale est plus de la moitié de la déformation axiale. Toutefois, si des éléments renforcés inextensibles sont placés dans la masse du sol, l'expansion latérale est empêchée, et le comportement global est analogue à ce qu'on observerait si une contrainte latérale avait été imposée au sol. Cette charge latérale équivalente est égale à la pression des terres au repos ($K_0 \sigma_v$). Andersen (2005) note finalement que le « sol renforcé est donc un matériau composite » [5]. Le sol se retrouve sous l'effet du chargement vertical dans un état de sollicitation satisfaisant le critère de Coulomb.

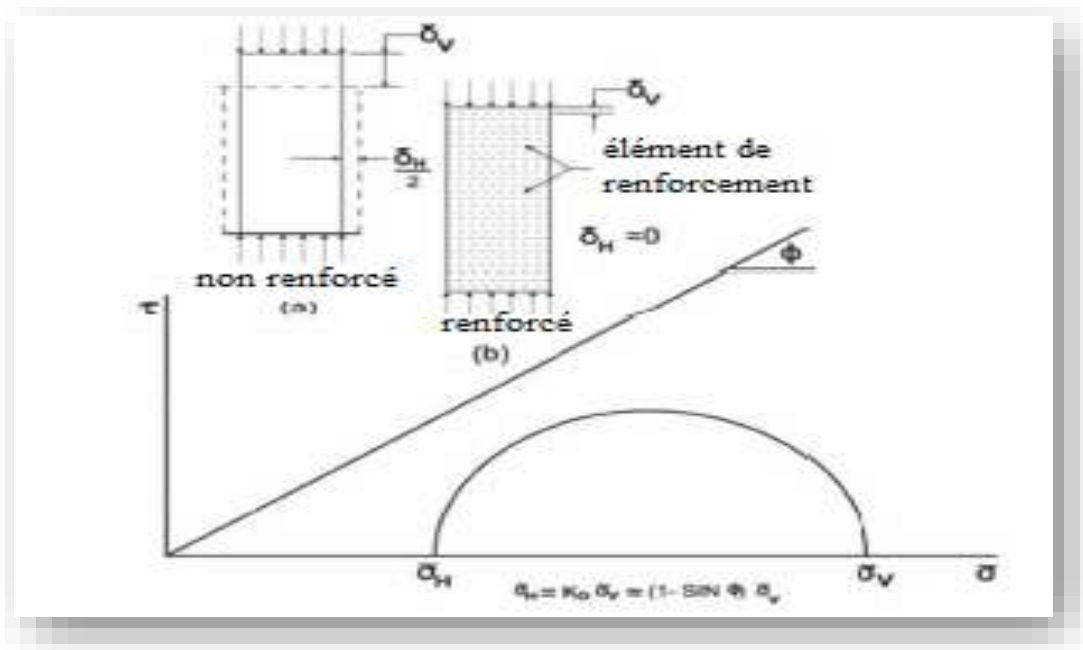


Figure II.3 : Base de la mécanique du renforcement du sol.[5]

II.3. Comportement et mécanisme fondamental du sol renforcé [14]:

Le fonctionnement de la terre renforcée repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre la terre et les éléments de renforcement. Le mécanisme de ce fonctionnement a fait l'objet de nombreuses recherches, tout théoriques qu'expérimentales, depuis l'invention du procédé, ces études ont montré que ce mécanisme est complexe et qu'il correspond au comportement d'un matériau fictif doué d'une cohésion anisotrope proportionnelle à la résistance à la traction des éléments de renforcement. C'est pourquoi la justification des ouvrages en sol renforcé, repose sur des schémas mis en évidence principalement par des études en laboratoire et des expérimentations sur ouvrages réels. Des règles ont été établies de façon à garantir à ces ouvrages le niveau de sécurité exigible en fonction de leur destination. Puisque le sol renforcé est un matériau composite, il faut considérer séparément le comportement du sol et celui des éléments de renforcement, et étudier l'interaction de ces deux éléments. Toutes les mesures faites sur des modèles réduits ou sur des ouvrages réels concordent pour montrer que dans une armature de terre renforcée, la force de traction varie d'un bout à l'autre de renforcement. Aux extrémités libres, cette force de traction est bien sûre nulle ; mais elle n'est pas maximale sur le parement de l'ouvrage auquel sont fixées les

éléments de renforcement. Le lieu de traction maximale dans un massif en terre renforcée sépare le massif en deux zones (figure II.3).

- Une zone active : où le sol qui tend à glisser vers l'extérieur du massif est retenu par les efforts de frottement mobilisé sur les surfaces de renforcements, ces efforts de frottement sont alors dirigés vers l'intérieur du massif et entraînent une augmentation des efforts de traction dans les renforcements.
- Une zone passive (résistante) : où l'élément de renforcement soumise à la force de traction maximale, tend à glisser vers l'extérieur du massif, mobilisant ainsi les efforts de frottement sur ses surfaces de contact avec le sol.

Dans les massifs en terre renforcée le lieu des tractions maximales représente une surface de rupture potentielle pour les armatures, il est essentiellement variable en fonction de la géométrie du massif, des sollicitations s'exerçant, des caractéristiques du matériau de remblai, du frottement sol-renforcements, etc.....

La mobilisation du frottement entre la terre et les renforcements a pour effet de modifier l'état de contrainte et l'état des déformations dans le sol et d'améliorer ainsi nettement les caractéristiques des déformabilités et de résistance du matériau.

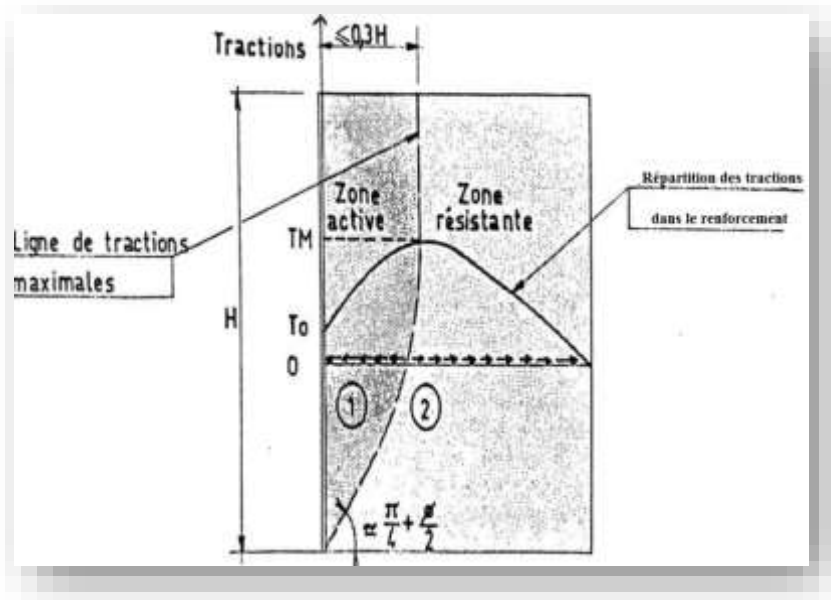


Figure II.4: Distribution des tractions dans les renforcements.

II.4. Comportement globale d'ouvrages en sol renforcé [31] :

II.4.1. Analyse externe :

Les résultats des études expérimentales et numériques de différents chercheurs ont montré que, dans le cas des renforcements métalliques, un mur en sol renforcé se comporte comme un massif cohérent, souple et peut admettre sans désordre irréversible des tassements différentiels. Le mur en terre renforcée transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues à son propre poids (W) et aux effets des surcharges et des poussées latérales qui le sollicitent. La contrainte de référence appliquée à la base et nommée σ_v est calculée par la formule de Meyerhof dans la norme NF P 94-270- 2009 (Figure II.5).

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L-2e} \quad \text{Avec : } e = \frac{M}{R_v}$$

- R_v : résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif;
- L : longueur du mur correspondant à celle du mur;
- M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement (NF P 94-220).

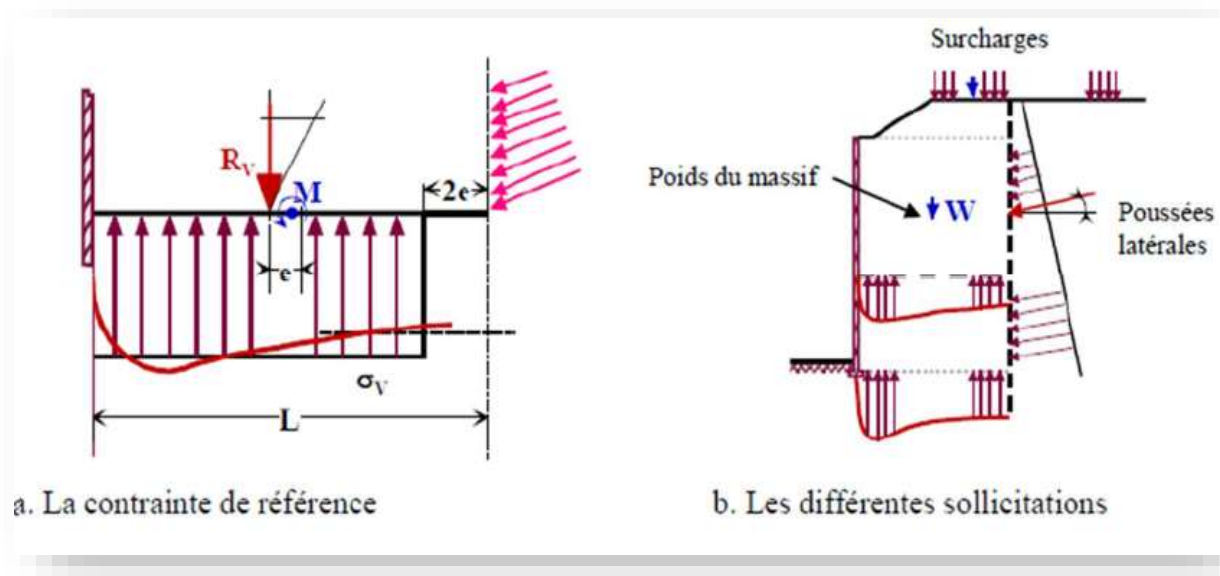


Figure II.5 : Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé.

II.4.2. Analyse interne :

La force de traction dans les renforcements n'atteint son maximum qu'à une certaine distance en arrière du parement. La ligne qui joint les points de traction maximale sépare la zone active où les renforcements retiennent le remblai, de la zone résistante où le frottement du remblai retient les renforcements. Tous les résultats concordent que cette ligne qui part du pied du massif se redresse pratiquement à la verticale à une distance du parement inférieure à $0,3 H$. ceci reste vrai quelles que soient les proportions du massif (jusqu'à $L/H = 0,4$) et même pour des massifs de forme trapézoïdale figure II.6.

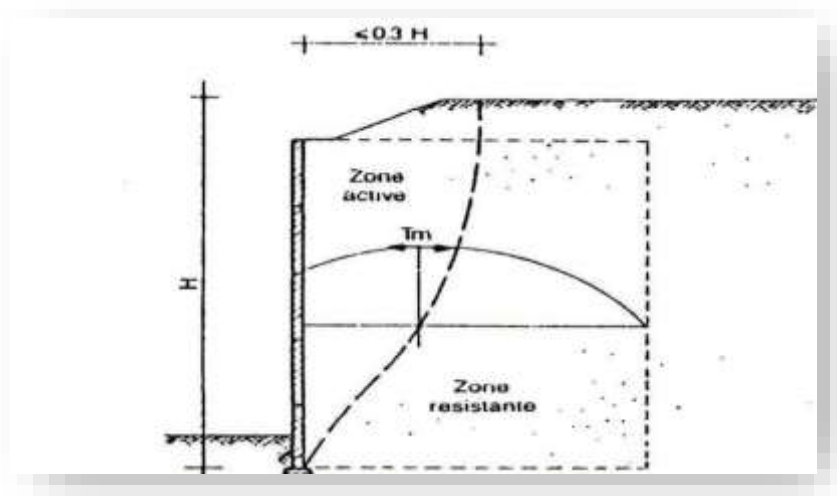


Figure II.6. : Limites de la zone active.

II.4.3. Modes de rupture des ouvrages de sol renforcé :

Cinq modes de rupture, illustrés à la figure II.7 peuvent être rencontrés dans les ouvrages de sol renforcé:

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure II.7a) ;
- Le renversement de l'ouvrage (figure II.7b) ;
- Le poinçonnement du sol de fondation (figure II.7c) ;
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (figure II.7d) ;
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure II.7e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne. 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. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. On va baser dans notre étude sur les sols renforcés en bande d'armature métallique et en géotextile.

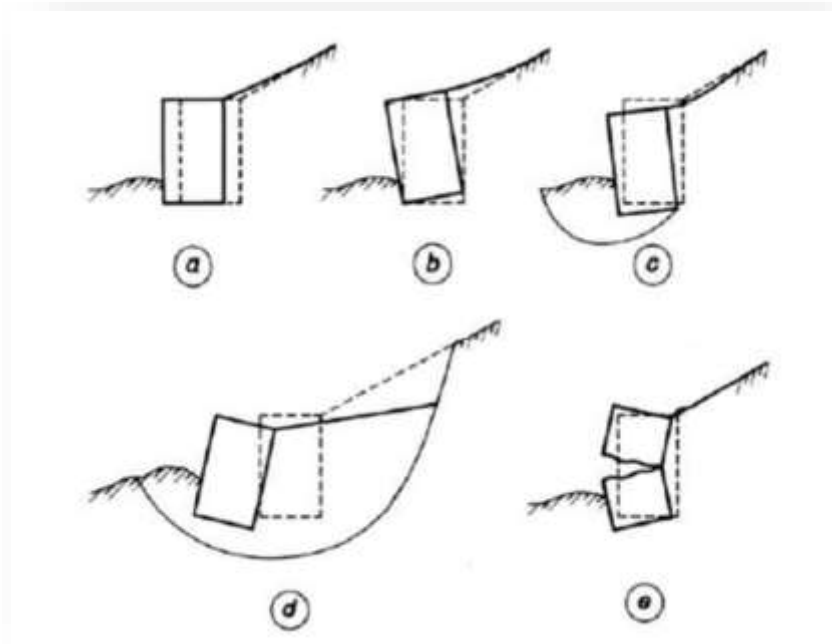


Figure II.7 : Modes de rupture des ouvrages en sol renforcé.

II.5. Règles de justification sous sollicitations statiques :

II.5.1 Introduction :

La partie 4.7 de la norme NF P 94270 définit les états limites ultimes et de services à considérer pour la vérification de stabilité d'un ouvrage en sol renforcé. A savoir :

- Les états-limites d'instabilité externe locale, par glissement de l'ouvrage sur sa base ou par poinçonnement du sol de fondation ;
- L'état-limite d'instabilité générale, par grand glissement de la zone d'implantation de celui-ci, le long d'une ligne de rupture extérieure à l'ouvrage ;
- Les états-limites d'instabilité interne de l'ouvrage ;

- L'état-limite d'instabilité mixte, par un mécanisme de rupture similaire à celui de l'instabilité générale en considérant des lignes de rupture interceptant à la fois les zones extérieures à l'ouvrage et les différents lits de renforcements.

L'ensemble de ces justifications fait intervenir l'utilisation des facteurs partiels de sécurité venant pondérer les efforts sollicitants, les paramètres mécaniques des matériaux constitutifs et les efforts résistants.

- La stabilité interne est vérifiée au niveau de chaque lit de renforcement; les efforts de traction générés dans les renforcements doivent être inférieurs à la résistance au frottement d'interface sol/renforcement et à la résistance en traction de renforcement.
- La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement, situé à l'arrière des renforcements. La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.
- La stabilité globale du site est considérée comme un problème des pentes, la justification se fait par rapport au glissement.
- La stabilité mixte concerne la vérification de l'équilibre de rupture de toute surface de rupture potentielle recoupant les renforcements à l'intérieur du massif. (Figure II.8a).

Il convient cependant de considérer à part le cas des ouvrages dans les quels les renforcements sont longues comparées à la hauteur mécanique ($L > H$). Il peut y avoir alors propagations de la rupture à l'intérieur du massif en Terre Armée, qui par la suite de sa souplesse, ne peut plus être considéré comme un bloc rigide (Figure II.8.b). Ce phénomène doit être pris en compte dans les calculs de stabilité externe, où on limitera à H la largeur du sol renforcé dont on étudiera la stabilité (LCP SETRA, 1979).

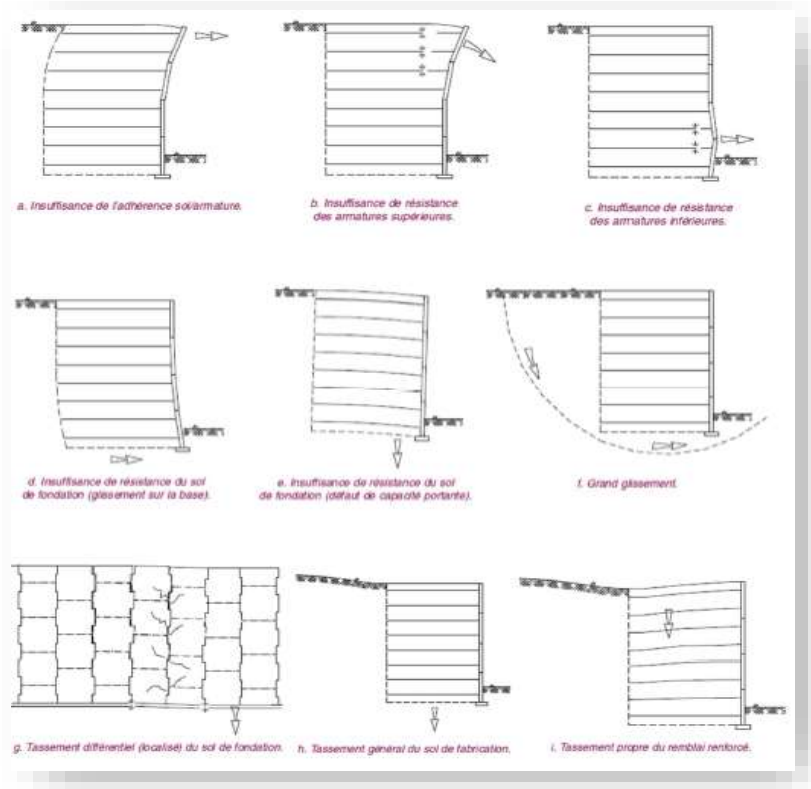


Figure II.8 a : Modes de ruine des murs en remblai renforcés par éléments métalliques.

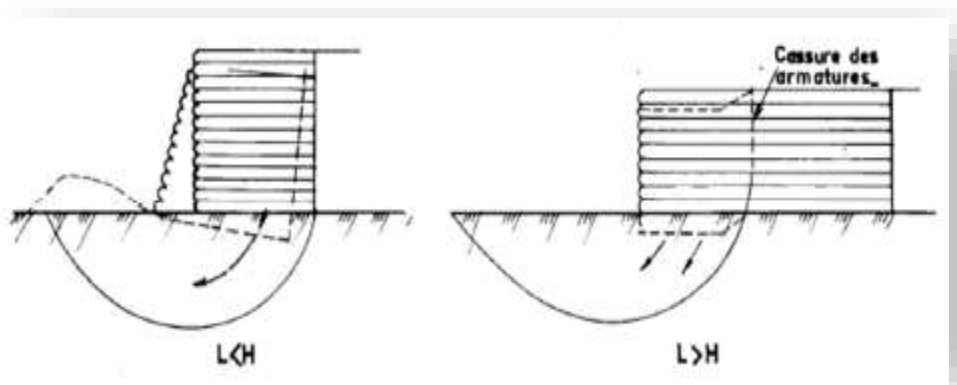


Figure II.8 b : Modes de rupture de la fondation des murs en sol renforcé [21].

II.5.2. Principe de justification :

La justification consiste à vérifier que pour chaque combinaison d'actions, les résistances de calcul des éléments constitutifs ou celles mobilisées par les phénomènes mis en jeu

(Adhérence sol-renforcement, cisaillement du sol) sont supérieures ou égales aux sollicitations de calcul provenant des actions pondérées.

II.5.2.1. Justification vis-à-vis de la stabilité interne [23]:

Suivant les deux modes possibles de désorganisation d'un massif en sol renforcé :

- Rupture par cassures des renforcements;
- Rupture par manque de frottement dans la zone résistante, dite rupture par défaut d'adhérence.

La stabilité interne est justifiée lit par lit. Elle se fait en vérifiant au niveau de chaque lit de renforcements que les tractions maximales et les tractions au parement sont inférieures tout d'abord à la résistance au frottement d'interface et ensuite à la résistance caractéristique à long terme du renforcement :

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

Avec

- T_m : l'effort de traction à l'intersection avec la ligne des tractions maximum;
- r_f : le frottement maximal mobilisable au de-là de la ligne des tractions maximum;
- r_c : la résistance caractéristique maximale du renforcement en section courante;
- T_p : l'effort de traction maximale dans chaque lit de renforcements au parement;
- r_a : la résistance caractéristique maximale du renforcement à l'accrochage au parement.

La détermination de ces paramètres est détaillée selon les normes NF P94-220 et NF P94-270 est donnée. Les vérifications se font après application des coefficients de sécurité sur chacun des paramètres en prenant en compte les combinaisons d'actions vis-à-vis de tous les modes de rupture envisageables.

La justification de la stabilité interne consiste à vérifier que la cohésion apparente induite par la structure permet d'assurer l'équilibre pour toutes les surfaces de rupture potentielles présentes au sein du massif.

La prise en compte des effets à long terme (fluage, endommagement, dégradation chimique) est réalisée par une réduction forfaitaire de la résistance à la traction des renforcements selon les recommandations en vigueur.

Cette justification est faite selon le même principe que celui employé pour la vérification de stabilité générale et les surfaces de rupture considérées ne se situent par contre qu'au sein de l'ouvrage.

II.5.2.2. Justification vis-à-vis de la stabilité externe :

Comme pour un mur de soutènement, la stabilité externe d'un ouvrage renforcé concerne la stabilité vis-à-vis du glissement sur sa base et du poinçonnement de son sol support (Figure II.9). Chaque vérification consiste ainsi à s'assurer que la résultante pondérée des efforts sollicitants (Poussée des terres, surcharges exercées sur l'ouvrage...) soit inférieure à la résultante pondérée des efforts résistants (Résistance au cisaillement le long de la base de l'ouvrage, capacité portante du sol).

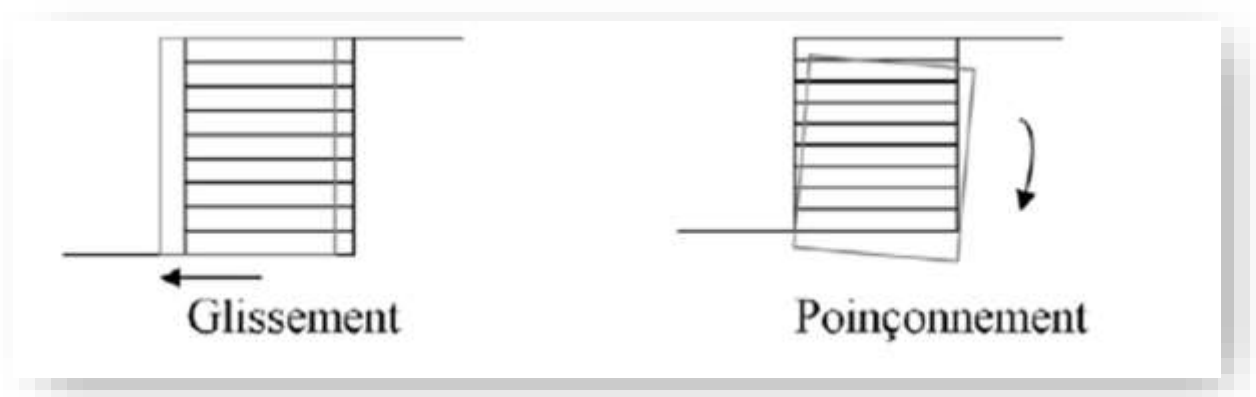


Figure II.9 : Mécanismes de ruine de glissement et de poinçonnement à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité externe.

II.5.3. Justification vis-à-vis de la stabilité globale :

Cette justification est commune à tous les ouvrages de soutènement et consiste à vérifier la stabilité de la zone d'implantation de l'ouvrage vis-à-vis d'un risque de grand glissement. Pour cela, on considère différentes surfaces de rupture le long desquelles le grand glissement est susceptible de se produire. Cette surface de rupture délimite ainsi deux zones, un volume de sol situé au-dessus de la surface susceptible de glisser (aussi appelé « bloc actif ») et le

reste du massif situé en dessous de la surface de rupture (appelé « bloc passif »). La stabilité du bloc actif est alors assurée si la résultante pondérée des efforts sollicitants (poids propre du bloc, surcharges σ appliquées au bloc...) est inférieure à la résultante pondérée des efforts résistants (Résistance au cisaillement le long de la surface de rupture τ ...). La stabilité générale concerne une zone d'environ trois fois la hauteur active de l'ouvrage de part et d'autre. Elle peut prendre en compte un site dans sa globalité et s'avère particulièrement importante pour les ouvrages implantés sur de fortes pentes. La figure II.10 illustre ce mécanisme de ruine.

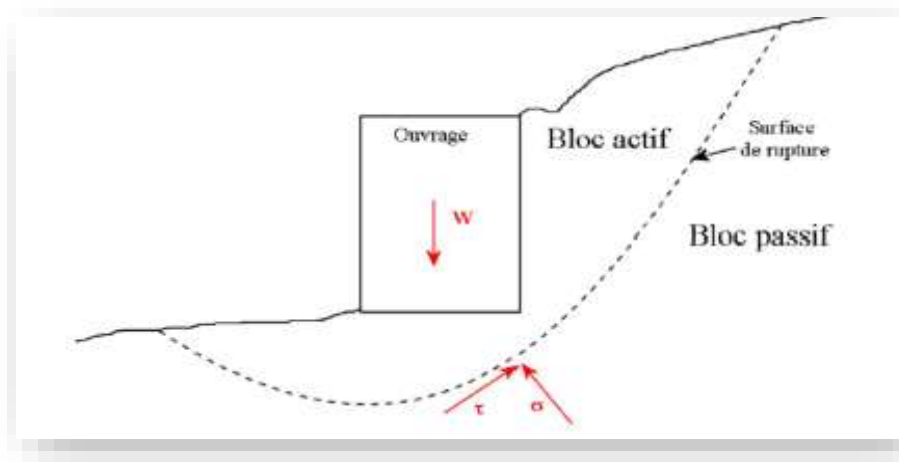


Figure II.10 : Mécanisme de ruine à considérer dans le cadre d'une vérification de stabilité générale. [21]

II.5.4. Justification vis-à-vis de la stabilité mixte :

Cette justification consiste à vérifier la stabilité du massif selon le même principe que la stabilité générale et vis-à-vis de surfaces de rupture interceptant non seulement la zone extérieure à l'ouvrage mais aussi le volume de l'ouvrage.

II.6. Règles de justifications sous sollicitations dynamiques :

Les différentes vérifications présentées précédemment s'appliquent non seulement pour les sollicitations statiques mais aussi pour les sollicitations dynamiques. Bien que cet aspect soit plus largement développé au titre suivant, le principe de prise en compte de ce type de sollicitations revient généralement à remplacer l'effort dynamique par un effort statique équivalent pondéré, puis à suivre la démarche précédente.

II.6.1.L'action sismique :

Durant ces dernières années, la sismologie s'est essentiellement penchée sur l'étude de la propagation des ondes élastiques et les propriétés des milieux traversés par ces ondes. Cela a ainsi conduit à une meilleure connaissance de la structure de la terre ainsi qu'à une modélisation de cette sollicitation dynamique comme un diagramme accélération-temps. Les travaux effectués jusqu'à présent ont conduit rapidement à la prise en compte d'une telle sollicitation dans le dimensionnement d'ouvrages de génie civil, notamment les ouvrages en sol renforcés.

II.6.1.1.Origine des séismes :

Considérons un bloc parallélépipédique de croûte terrestre. Ce bloc est soumis à une contrainte tectonique de cisaillement et va alors se déformer. Lorsque le bloc atteint sa limite de déformation, il rompt le long de son plan de cisaillement et on admet alors une chute de contrainte de manière quasi instantanée, accompagnée d'une libération brutale d'énergie. Il se produit alors une propagation d'ondes dans la croûte terrestre, soit un séisme. Son mécanisme de déclenchement par accumulation progressive de contrainte et libération brutale par glissement d'un demi-bloc sur l'autre a été proposé par H. Reid à la suite du grand séisme de San Francisco (1906). La figure II.11 présente le mécanisme de déformation d'une faille élémentaire.

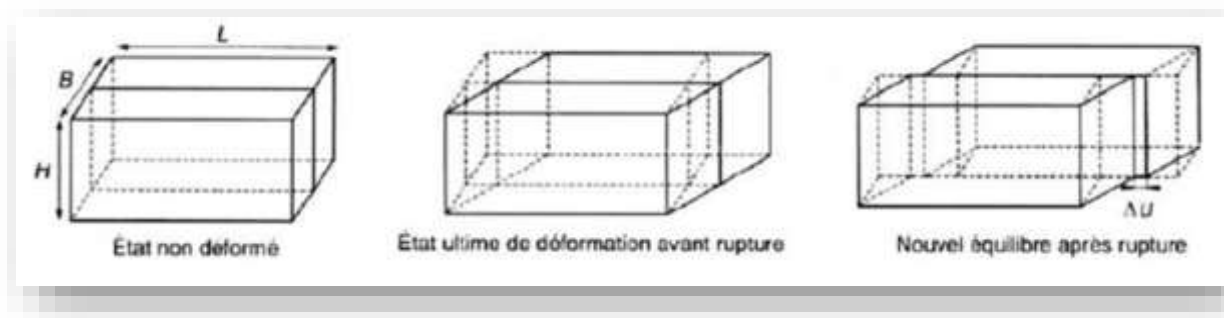


Figure II.11 : Modèle élémentaire de faille.

II.6.1.2. Paramètres caractéristiques :

Si de nombreux paramètres existent pour caractériser un séisme, les plus récurrents dans la littérature sont les suivants :

La magnitude M : Elle évalue l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter. A titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

L'intensité I : Elle permet de classifier qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Mercalli, 12 correspondant à des dégâts catastrophiques.

L'accélération maximale du sol ou PGA : C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en $m.s^{-2}$ ou en g, valeur de l'accélération de la pesanteur.

Le déplacement maximal du sol : Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

La durée du tremblement de terre : Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

Les sismogrammes, ou accélérogrammes : Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

II.6.1.3. Propagation des ondes sismiques :

Propagation verticale : A une certaine profondeur, il existe une couche dont la roche a des caractéristiques nettement plus élevées que celles des sols sus-jacents. L'onde sismique se propageant dans la roche va, en heurtant la surface de discontinuité entre les 2 milieux, être réfractée. Les lois de Snell montrant que le rapport d'admittance étant très faible, l'onde se propagera dans les couches de sol suivant un trajet subvertical. En progressant vers la surface,

la diminution des caractéristiques provoque une réfraction continue et le trajet de l'onde devient quasiment vertical.

Décomposition en ondes P et S : Le mouvement des couches de sols peut être décomposé selon deux directions, chacune étant associée à un type d'onde. Le mouvement vertical résulte des ondes de type P et le mouvement horizontal résulte des ondes de type S. Basée sur une hypothèse couramment admise en génie parasismique, le mouvement horizontal résulte uniquement de la propagation d'onde de cisaillement, et le mouvement vertical, d'ondes de compression. En faisant l'hypothèse d'un sol stratifié horizontalement, le problème devient unidimensionnel.

On distingue différents types d'ondes (figure II.12). Les ondes de volume incluant les ondes P et S et les ondes de surface dites de Rayleigh ou de Love. Ces ondes se traduisent par un déplacement vertical E_{dz} et horizontal E_{dx} du sol, entraînant également des rotations E_{θ} . Ces composantes de l'action sismique sont décrites sur la figure II.13. Elles dépendent de la position du point considéré par rapport à l'hypocentre du séisme :

- A l'épicentre du séisme : $E_{dz} \approx E_{dx}$.
- A plus grande distance : $E_{dz} = 50\% \text{ à } 70\% \times E_{dx}$.
- Généralement E_{θ} est négligeable.

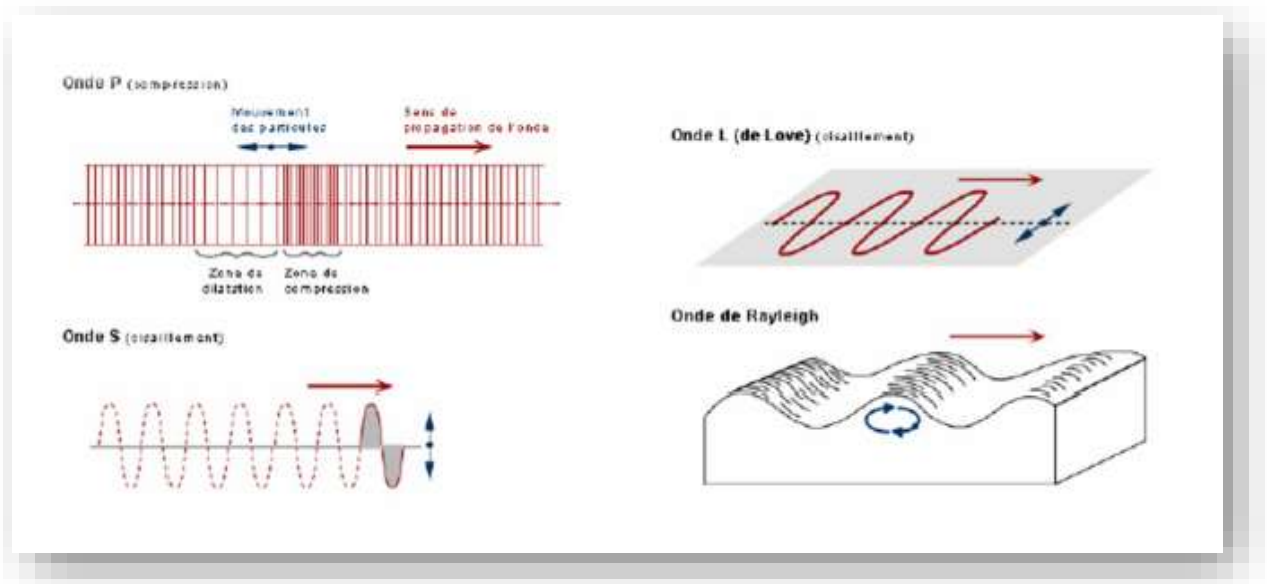


Figure II.12 : Différents types d'ondes.

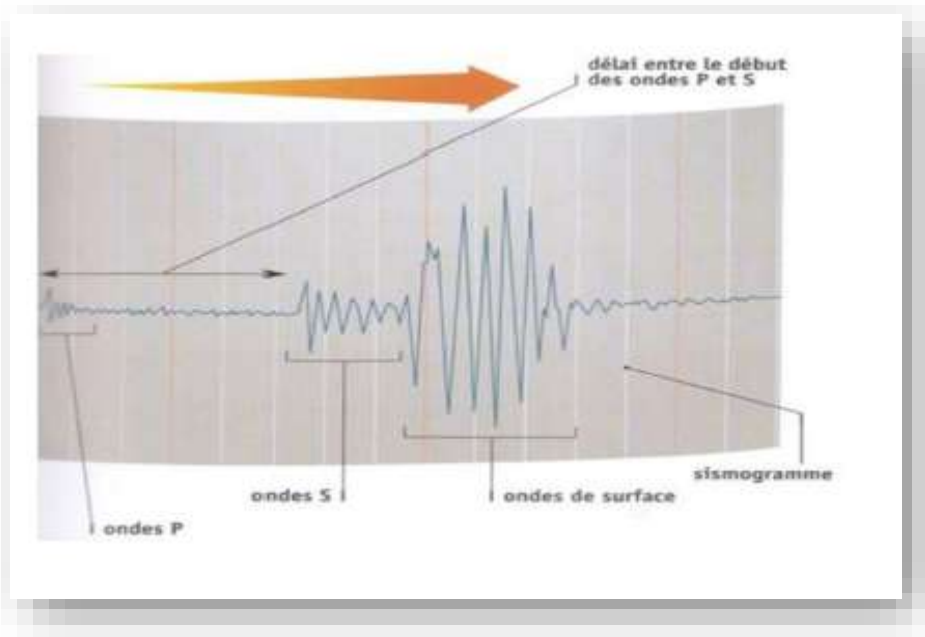


Figure II.13 : Enregistrement des ondes.

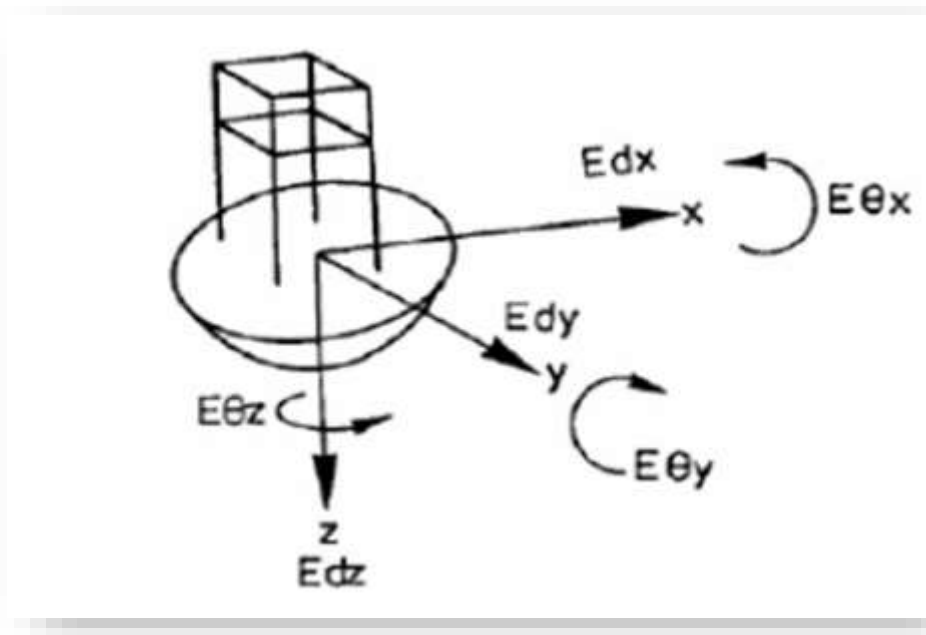


Figure II.14 : Composantes de l'action sismique.

II.6.1.4. Vitesse de propagation des ondes de cisaillement :

Une sollicitation sismique est aussi caractérisée par la célérité associée à la propagation d'une onde sismique dans le sol. Elle dépend des caractéristiques mécaniques du matériau

traversé par l'onde. On distingue V_p et V_s , les vitesses respectives de propagation des ondes de cisaillement et de compression dans le matériau, telles que :

$$V_p = \sqrt{\frac{k + \frac{4}{3}G}{\rho}} \qquad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad \text{Avec :}$$

ρ : La masse volumique du matériau affecté à l'élément considéré.

K, G : les modules de compressibilité et de cisaillement (ou module de Coulomb), tels que,

Pour les parties élastiques linéaires d'un matériau hétérogène:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

II.6.1.5. L'alea sismique « seismic hazard » :

Est définie en un site donné par la probabilité qu'au cours d'une période de référence (par exemple probabilité annuelle), une secousse sismique atteigne ou dépasse en ce site une certaine intensité (qu'il s'agisse d'intensité macrosismique ou de paramètre du mouvement du sol : accélération maximale, vitesse, etc.).

II.6.1.6. La prévision des séismes :

Même si la prévention reste le plus sûr moyen de limiter les conséquences d'un grand séisme, l'objectif ultime du sismologue doit rester la prévision des plus grands avec une fiabilité acceptable, c'est-à-dire en un lieu et à une date précis.

II.6.1.7. L'approche probabiliste :

Puisque la tectonique des plaques permet de comprendre la distribution des zones sismiques dans le monde, on peut alors considérer la prévision statistique ou probabiliste (dans le sens de la prévision météorologique) comme un premier type de prévision. Il s'agit dans les zones dangereuses, à partir de nombreuses observations faites sur de longues périodes de calculer la probabilité pour qu'un séisme de magnitude donnée puisse se produire dans un intervalle de temps spécifié. Cette approche n'est malheureusement pas très fiable en

domaine méditerranéen car l'activité sismique y est trop irrégulière et la sismique historique pas toujours bien connue.

Ces nombreuses observations exigent un investissement scientifique et technique important. Une dizaine de séisme ont pu être ainsi prévus, en général de magnitude moyenne 5 à 6. La prévision la plus réussie fut celle du séisme chinois du Liaoning du 4 février 1975. Mais l'année suivante, malgré deux ans de surveillance, le séisme catastrophique de Tangshan faisait plusieurs centaines de milliers de morts.

II.6.2. L'Algérie et le risque sismique :

L'Algérie a de tout temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, mais également au pays tout entier. Le désastre de Chelef en 1980 a réveillé les consciences, c'est ainsi le centre national de recherche appliquée en génie sismique (CGS) est créée en 1985. De nombreuses règles et recommandations ont été éditées : RPA 88-98-99-2003.

II.6.2.1. L'activité sismique :

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité. L'activité sismique se concentre essentiellement dans la région nord du pays. Elle est connue depuis le 02 Janvier 1365 date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger. Au cours de son histoire, L'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs (Figure II.15). Parmi les plus notables, on peut citer : 1715, séisme d'Alger, 20000 morts ; 1954 séisme d'Orléansville (El Asnam), magnitude 6,7, 1200 morts; 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1, 2600 morts; 2003, séisme de Boumerdes, magnitude 6,8, 2300 morts.

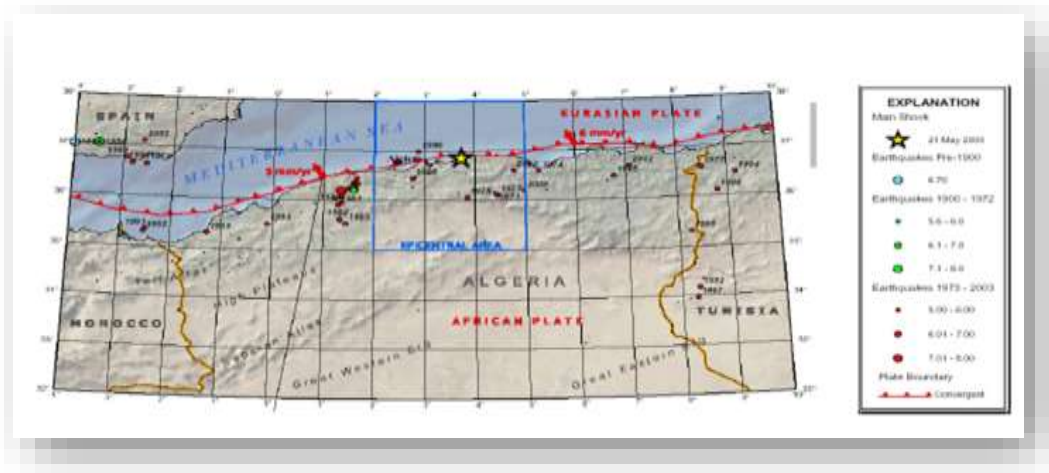


Figure II.15 : Carte sismotectonique de l'Algérie du nord.

II.6.3. Règlements parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003 :

II.6.3.1. Principes fondamentaux :

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 99 version 2003) repose sur plusieurs éléments :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la statique.

II.6.3.2. Coefficients sismiques de calcul :

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement :

$$k_h = A (\%g)$$

$$k_v = \pm 0.3 k_h$$

Ces coefficients sont appliqués au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et (k_h, k_v) .

Le coefficient A, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau II.1 ci-après.

Tableau II.1 : Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).

Zone Groupe	I	Ia	Ib	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

II.6.3.3. Calcul des murs de soutènement sous l'action sismique :

L'article 10.4.1 du RPA préconise que les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent en utilisant la pression active dynamique globale du sol qui s'exerce à l'arrière du mur et qui est donnée par :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} (1 \pm k_v) \cdot \gamma \cdot H^2 \dots\dots(2)$$

Avec :

K_{ad} : Coefficient de poussée des terres (statique et dynamique).

γ : Poids volumique du sol de remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

H : Hauteur de la paroi vertical à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

$$\theta = \arctg \left(\frac{k_h}{(1+k_v)} \right)$$

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q , la poussée dynamique est égale à :

$$\text{Pad}(q) = \text{Kad} (1 \pm kv) \cdot q \cdot \frac{H}{\cos \beta} \dots\dots(3)$$

- Le prisme de rupture derrière le mur et délimité par cette surface se comporte comme un corps rigide.
- La fiction du sol est entièrement mobilisée le long de cette surface de rupture.
- L'analyse pseudo statique est réalisée à partir de la théorie de l'état limite.

II.6.4. Méthodes de calcul d'un mur en sol renforcé :

II.6.4.1. Approche expérimentale :

Dans le cadre des études sur des ouvrages réels, l'incidence d'une sollicitation sismique s'observe de deux manières. Soit au travers d'analyses visuelles post-sismique sur des ouvrages à échelle 1, soit par reproduction sur des modèles en laboratoire à différentes échelles. En plus de l'évaluation des déformations des ouvrages, les observations visuelles ont souvent permis de mettre en avant la bonne résistance des ouvrages en sol renforcé en raison de leur « souplesse », d'autres observations ont comparé une meilleure résistance par rapport aux ouvrages rigides de type béton armé comme illustré dans la Figure II.16. Il est important de souligner que de telles observations permettent d'enrichir l'expérience des concepteurs mais rarement de faire évoluer les règles de dimensionnement. Les caractéristiques mécaniques ou topographiques du site (matériau, présence d'eau, géométrie du talus avant sollicitation...) ou les composantes de la sollicitation sismique réellement appliquée à l'ouvrage sont difficiles à déterminer. Il en résulte ainsi une méconnaissance du comportement mécanique de ces ouvrages pendant les séismes.

Les essais en laboratoire viennent pallier ces limites en reproduisant en « environnement contrôlé et mesuré » les conditions d'un séisme appliqué à un ouvrage de soutènement. Pour des raisons de moyens, ces expérimentations sont souvent réalisées à échelle réduite ; les pionniers de la Terre Armée en zone sismique Chida et Minami dans les années 80 ont réalisé des essais à échelle $\frac{1}{2}$.



Figure II.16 : (gauche) Résistance d'un ouvrage terre-armée après un séisme de magnitude 7,5 à Tecoman au Mexique en 2003 – (droite) Etat d'un quai du port de Tecoman.

Aujourd'hui des essais à échelle 1 sont assez répandus. Ces expérimentations consistent à reproduire un dénivelé de terre repris par un ouvrage de soutènement renforcé par différentes formes d'inclusions (longitudinales [NAK et al. 08] ou tridimensionnelles [LES et al. 09]) et disposé sur une table vibrante. L'ensemble du dispositif, dans le cas d'échelles très inférieures à 1, peut alors éventuellement être disposé en centrifugeuse afin de pallier certains problèmes de similitude [Ling et al. 2004]. Les résultats de ces essais permettent de mener des études plus « fines » quant à l'influence des différents paramètres mécaniques de l'ouvrage (matériau de remplissage, disposition et densité des renforcements...) sur sa réponse mécanique en conditions sismiques.

II.6.4.2. Performance en zones sismiques :

L'auscultation des ouvrages qui ont réellement subi des tremblements de terre est essentielle car elle constitue la seule véritable confirmation, en vraie grandeur, que leur conception et dimensionnement sont satisfaisants.

Tableau II.2 : Performance de quelques ouvrages en Terre Armée sous séisme.

Pays	Magnitude	Distance de l'épicentre (km)	Acc horiz (g)	Hauteur du mur	Effet du séisme
Gemona Italy 1976	6,4	25	/	4	non
Leige Belgique 1983	5	0,8	0,2	6	non
Honshu Japon 1983	7,7	80	0,1	/	Tassement en quelques cm
N.Ziland	6,3	30	/	6	non
Toho oki Japon 1987	6,7	40	0,22	5,5	non
Loma prieta USA 1989	7,1	11	0,4	10	Mouvement de pic de 0,2%H
Kushiro-Oki Japon 1993	7,8	40	0,3	4,4	non
Northridge USA 1994	6,7	84	0,3	17	Craquement des panneaux
		61	0,1	16	Déformation aux milieux du mur
Hyogoken-nanbu Japon 1995	6,9	16	> 0,8	6	Mouvement de pic de 30 cm +craquement des panneaux
Nisqually 2001 USA	6,8	23	>0,25	4	Effondrement

II.6.4.3. Approche numérique :

Actuellement, la plupart des problèmes de sismicité sont abordés selon une approche numérique. Les outils les plus couramment utilisés sont des logiciels de calcul reposant sur les méthodes aux éléments ou aux différences finies ainsi que sur les méthodes aux éléments discrets. Le choix de modélisation aux éléments discrets est rarement retenu en raison des grandes dimensions du modèle à considérer lors d'un problème sismique (ouvrage, zone de talus amont, zone de talus aval, les différentes couches de sol...), une telle modélisation requiert donc un temps de résolution très important. Les méthodes aux éléments finis ou aux différences finies étant plus adaptées aux modélisations de grande échelle, elles sont les plus courantes dans la littérature.

Parmi les problématiques parues à ce jour, la plupart d'entre elles se concentrent sur l'élaboration de modèles plus réalistes d'interaction sol-structure (ISS), servant notamment dans l'étude du comportement des fondations d'ouvrages de génie civil soumises à des sollicitations sismiques. Dans le domaine des ouvrages en sol renforcé (généralement ceux utilisés en soutènement), les modélisations numériques permettent non seulement d'améliorer la conception de ces ouvrages, mais aussi de pouvoir apprécier l'ampleur des éventuelles déformations ou encore les modes de ruine potentiels de ces ouvrages.

D'autres travaux, comme ceux de Green et al. [GRE et al. 03] ou Cai et al. [CAI et al. 95] ont permis des comparaisons avec les méthodes de traitement pseudo-statique comme celle de Mononobe-Okabe, tout en concluant sur l'intérêt du traitement dynamique d'une modélisation numérique. A l'issue de leurs travaux, les principales conclusions sont les suivantes :

- Il en est ressorti que les contraintes induites à l'arrière du mur par le sol soutenu sont sensiblement différentes des pressions calculées par la méthode pseudo-statique. Ces divergences de résultats sont liées au fait que le remblai soutenu n'a pas un mouvement monolithique, comme le supposent les textes normatifs ;
- Les efforts de traction dans les couches de renforcement sont cumulatifs tout au long de la simulation de l'évènement sismique ;
- Les efforts maximaux augmentent avec la valeur de l'accélération mais cette augmentation n'est pas uniforme sur la hauteur de la structure. Cependant, les variations étant minimes, cela explique la prise en compte d'une constante moyenne d'accélération pour l'ensemble de l'ouvrage en méthode pseudo-statique ;

- Les efforts dans le renforcement sont bien plus grands lorsqu'ils sont calculés par des méthodes pseudo-statiques. L'ensemble de ces remarques tendent à confirmer l'aspect conservatif des méthodes pseudo-statiques.

On notera aussi qu'à ce jour, la modélisation numérique est devenue suffisamment aboutie pour apporter des résultats ayant une très bonne corrélation avec ceux issus d'expérimentations sur table vibrante à échelle réduite comme à échelle 1.

II.6.4.4. Approche normative :

Le séisme est la seule sollicitation dynamique dont le contexte normatif précise des procédures de calcul permettant le dimensionnement d'ouvrage en sol renforcé. Depuis l'arrêté du 22 octobre 2010, les règles issues de l'Eurocode ont remplacé celles de l'AFPS90 jusque là utilisées. La procédure de calcul fait l'objet d'une annexe détaillée dans les normes françaises actuelles (Annexe I de la norme NF P94270, ou EC8-5). Elle est traitée selon une approche pseudo-statique dite de Mononobe - Okabe.

a. Calcul pseudo-statique de Mononobe-Okabe :

Les normes AFPS 90 et PS92 ainsi que la norme Eurocode 8 parties 1 et 5 indiquent comme acceptable une méthode statique équivalente encore appelée pseudo-statique. Cette méthode est un dérivé de l'analyse spectrale.

Les hypothèses de calcul et les vérifications de stabilité à effectuer sont les mêmes que pour un calcul statique. Seuls changent les efforts appliqués, qui sont définis en fonction des caractéristiques du séisme potentiel, donc de la zone sismique considérée.

Le calcul pseudo-statique s'appuie sur la méthode de Mononobe-Okabe définie comme suit : au cours d'un séisme, un élément de volume est soumis à l'accélération de la pesanteur, aux accélérations horizontale k_h et verticale $\pm k_v$ du séisme (aussi appelés coefficients sismiques k_h et k_v).

Le poids apparent résulte de la superposition des forces correspondant à ces 3 accélérations.

On fait subir à l'ensemble {mur-sol} une rotation fictive d'angle θ de telle sorte que le poids apparent soit vertical, comme représenté sur la figure II.17, avec :

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{(1 \pm k_v)} \right)$$

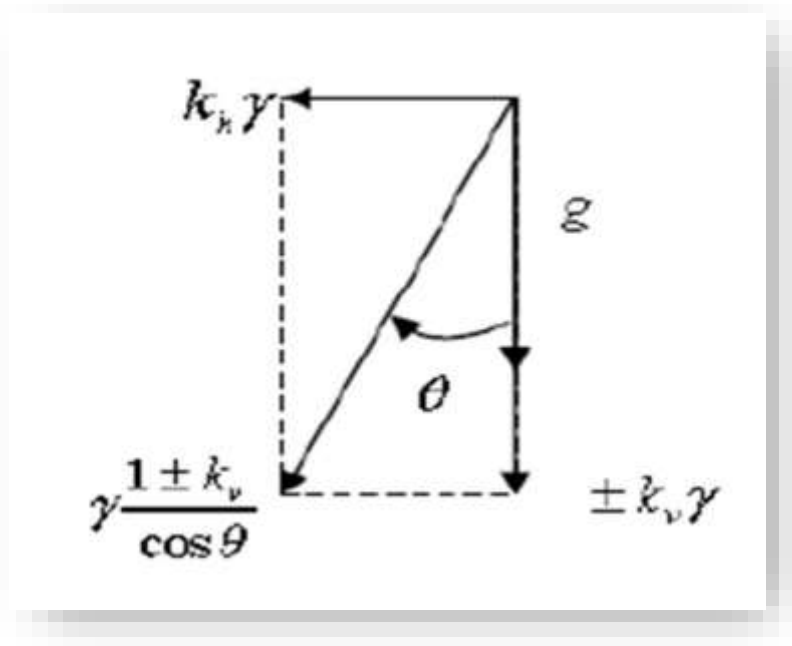


Figure II.17 : Rotation fictive d'un point d'ensemble {mur-sol}.

b. Combinaison d'action à considérer :

Dans le cas d'une sollicitation sismique, la combinaison suivante doit être vérifiée :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j,\text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{k,j,\text{inf}} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

$G_{k,j,\text{sup}}$: valeur caractéristique des charges permanentes défavorables.

$G_{k,j,\text{inf}}$: valeur caractéristique des charges permanentes favorables.

$\Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i}$: valeur quasi-permanente de l'action variable défavorable d'accompagnement i .

A_{Ed} : valeur de calcul d'une action sismique.

La partie 7.2.3 de la norme NF P 94270, NOTE 3, stipule qu'il n'y a pas lieu de considérer des actions variables concomitantes avec les actions sismiques, leurs effets étant généralement faibles par rapport à la partie d'origine sismique des sollicitations.

c. Expression de la valeur de calcul de l'action sismique :

La valeur de calcul de l'action sismique A_{Ed} peut se diviser en deux groupes d'efforts :

- les forces d'inertie horizontale et verticale notées respectivement F_H et F_V , appliquées au poids du massif soumis à un séisme ;
- l'incrément dynamique de poussée des terres noté E_d .

Chaque effort dépend des valeurs des coefficients sismiques k_H et k_V . En raison du signe positif ou négatif du coefficient k_V , la combinaison sismique implique donc deux calculs différents présentés comme suit :

Le premier calcul regroupe les efforts suivants indicés a :

$$F_{Ha} = k_H \cdot W_m \dots \dots (5)$$

$$F_{Va} = k_V \cdot W_m \dots \dots (6)$$

$$E_{da} = f(\theta_a) \dots \dots (7)$$

Avec :

W_m , le poids du massif en sol renforcé et θ_a , la rotation fictive θ pour la valeur positive de k_V .

Le second calcul regroupe les efforts suivants indicés b :

$$F_{Hb} = k_H \cdot W_m \dots \dots (8)$$

$$F_{Vb} = -k_V \cdot W_m \dots \dots (9)$$

$$E_{db} = f(\theta_b) \dots \dots (10)$$

Avec :

W_m , le poids du massif en sol renforcé et θ_b , la rotation fictive θ pour la valeur négative de k_V .

d. Coefficients sismiques k_H et k_V :

L'expression des coefficients sismiques permet le calcul des forces d'inertie appliquées au massif.

L'expression de ces coefficients dépend de plusieurs paramètres définis ci-après :

- le type de spectre (Type 1 ou Type 2) défini pour le séisme considéré,
- le rapport $m = \frac{a_v g}{a_g}$ issu du type de spectre,
- la classe de sol support (A, B, C, D ou E) de l'ouvrage,
- le paramètre de sol S associé à la classe de sol support de l'ouvrage ainsi qu'au type de spectre,

- le coefficient d'amplification topographique S_T associé à la topographie de la zone d'implantation de l'ouvrage,
- un paramètre r lié aux tolérances de l'ouvrage à d'importants déplacements.

Les principales informations concernant ces paramètres sont disponibles dans les différentes parties de l'Eurocode 8.

Tableau II.3 : Valeur du paramètre r [EC8-1], [EC8-5] et [NF P 94270].

Conditions	r
Déplacements admissibles $dr(\text{mm}) \leq 300 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$	2,0
Déplacements admissibles $dr(\text{mm}) \leq 200 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S$	1,5
Présence de sol saturé sans cohésion	1,0
Proximité d'un ouvrage sensible aux déformations	1,0

On remarquera par ailleurs que ce dernier coefficient r de tolérance aux déplacements met en avant l'intérêt des structures en sol renforcé pour faire face à des sollicitations sismiques par rapport à des structures plus rigides de type béton armé. En effet, en considérant les valeurs extrémales de r , une sollicitation sismique peut voir sa valeur de calcul divisée par 2,0 pour des structures tolérantes aux déplacements (généralement le cas de la majorité des ouvrages en sol renforcé) tandis que ce coefficient prend la valeur de 1,0 pour les structures « rigides ». Les expressions des coefficients sismiques k_H et k_V sont alors les suivantes [NF94270] :

$$K_H = \frac{1}{r} \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot S_T \dots \dots \dots (11)$$

$$K_V = \pm 0,5 \cdot K_H \quad \text{Si } m > 0,6 \dots \dots \dots (12)$$

$$K_V = \pm 0,33 \cdot K_H \quad \text{Si } m \leq 0,6 \dots \dots \dots (13)$$

e. Méthode de Mononobe-Okabe :

Le coefficient de poussée des terres s'exprime alors avec la formule de Mononobe-Okabe [NF P 94270] :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \dots\dots (14) \quad \text{Si } \theta \leq \varphi - \beta$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta)} \dots\dots\dots (15) \quad \text{Si } \theta > \varphi - \beta$$

Et on peut écrire la poussée globale du sol et d'une charge uniformément répartie au dessus du remblai [NF P 94270] :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{ad} \cdot \gamma \cdot L^2 \dots\dots (16)$$

$$P_{ad}^q = \frac{(1 \pm k_v)}{\cos(\beta - \lambda)} \cdot K_{ad} \cdot L \dots\dots\dots (17)$$

On définit à partir des deux termes de poussée statique et dynamique l'incrément dynamique :

$$\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as} \dots\dots\dots (18)$$

D'où, pour le cas classique et le cas d'une charge uniformément répartie au-dessus du remblai :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot L^2 [(1 \pm K_v) K_{ad} - K_{as}] \dots\dots (19)$$

$$\Delta P_{ad}^q = \frac{q \cdot L}{\cos(\beta - \lambda)} [(1 \pm K_v) K_{ad} - K_{as}] \dots\dots (20)$$

Il est important de décomposer la poussée des terres en une poussée statique d'une part et un incrément dynamique de poussée d'autre part, car leur point d'application n'est pas à la même hauteur sur le mur, comme illustré sur la figure II.18. Comme pour le calcul non sismique, la force de poussée statique du remblai est à appliquer au tiers de la hauteur du mur, la force de poussée statique due à une surcharge sur le remblai est à appliquer à mi-hauteur. Bien que dans la réalité, l'incrément dynamique soit appliqué à une hauteur comprise entre le tiers et la moitié de la hauteur, en pratique, on considère sa hauteur d'application à mi-hauteur.

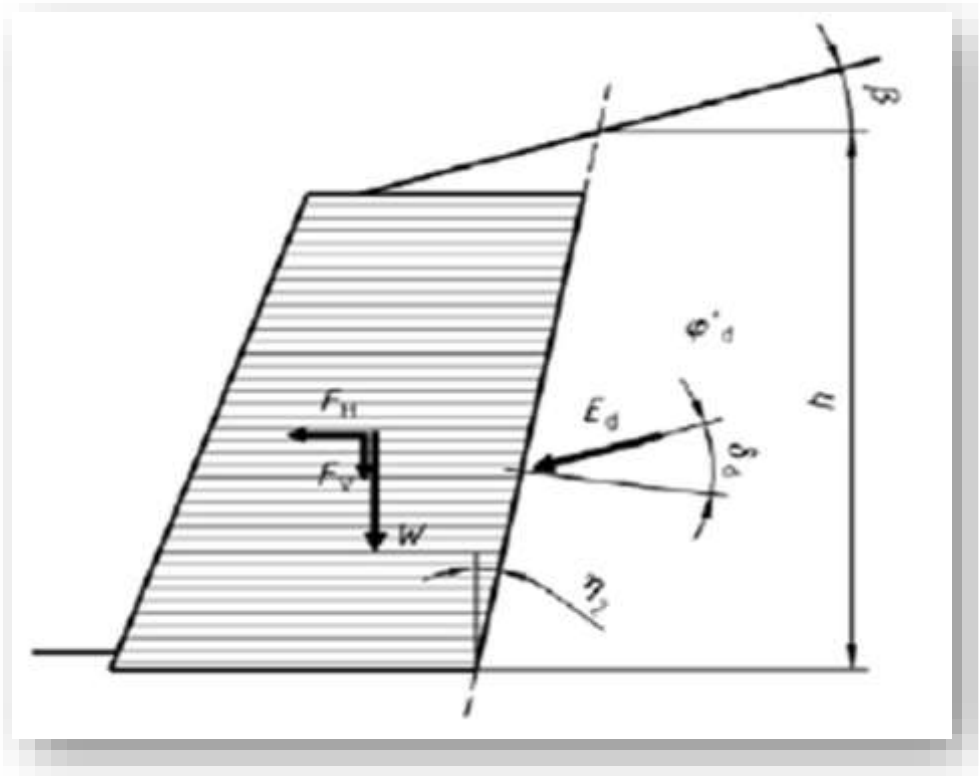


Figure II.18 : Point d'application de la poussée dynamique E_d à mi-hauteur de l'ouvrage [NF P 94270].

Il est à noter qu'une action hydrodynamique du remblai arrière sur le mur est à prendre en compte lorsque le cas se présente. Elle est à additionner à l'incrément dynamique de pression statique et son calcul est défini dans les annexes de l'Eurocode 8-5.

f. Vérifications

Les vérifications à effectuer et les hypothèses de calcul (mur-poids indéformable) sont les mêmes que pour un calcul statique classique, en considérant comme chargement additionnel l'incrément dynamique de poussée statique des terres à l'arrière du remblai, ainsi que l'effet d'inertie exercé sur le mur définis par les efforts F_{Hi} ou F_{Vi} avec i égal à a ou b suivant le signe que prend le coefficient k_v .

Le coefficient sismique vertical est pris positif ou négatif pour obtenir le cas le plus défavorable lors de certaines vérifications :

- Positif pour ajouter du poids si l'on cherche à justifier la stabilité au poinçonnement, on parle alors communément de séisme pesant,
- Négatif si l'on cherche à justifier la stabilité au glissement en base, on parle alors communément de séisme allégeant.

II.6.5. Méthode de Calcul d'autres codes :

On signale que les autres codes disponibles pour la conception antisismique des systèmes de murs renforcés (p.ex., FHWA 1996, AASHOTO 1998, NCMA 1998) suivent une approche pseudo-statique pour déterminer la force terrestre latérale totale derrière le mur.

La méthode de calcul vise à dimensionner l'ouvrage avec une sécurité satisfaisante pour le séisme pris comme référence sur le site, vis-à-vis tant de la stabilité externe que pour des déformations ou de la stabilité interne. Elle ne prétend pas, si la secousse devait être plus forte, privilégier un type de rupture plutôt qu'un autre : les incertitudes sur les valeurs réelles des caractéristiques en cause rendraient en effet une telle option difficile à maîtriser. Le séisme étant considéré comme un cas de charge accidentel, tous les coefficients de sécurité usuels sont, pratiquement, réduit de 25%.

Dans la méthode pratique on admet que l'accélération maximale moyenne dans le massif est donnée par : $\frac{a_m}{g} = (1.45 - \frac{a_0}{g}) \frac{a_0}{g}$

Où a_0 est l'accélération au niveau du sol (Figure II.19). La valeur de a_m peut être minorée si le terrain n'est pas très ferme.

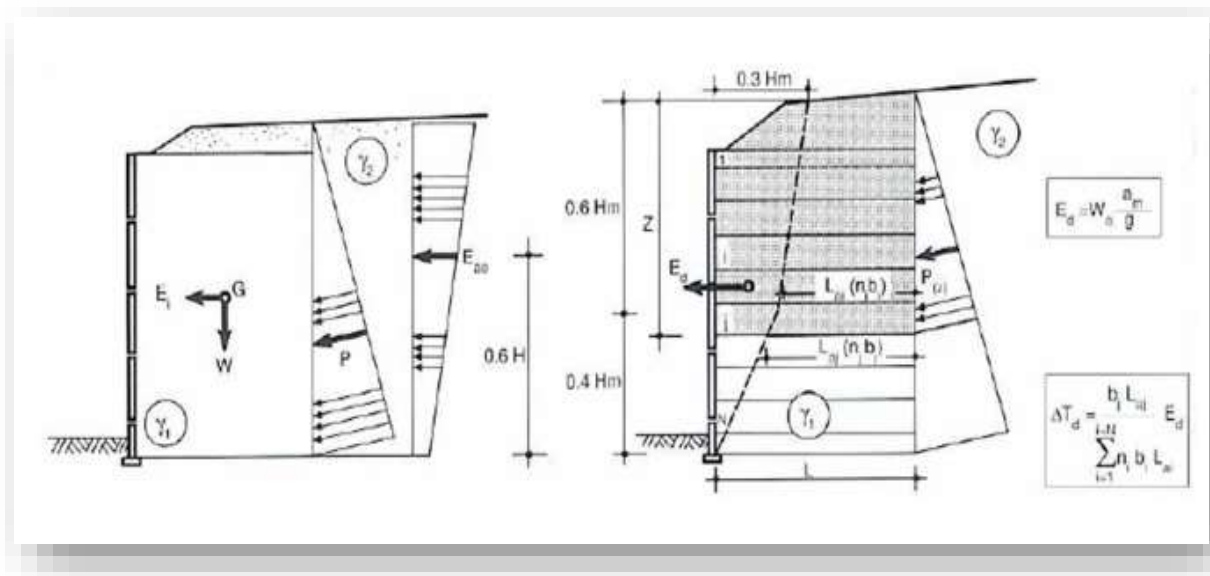


Figure II.19 : a/Efforts pris en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un massif de Soutènement.

b/Stabilité interne : mode de répartition de l'effort dynamique interne entre les armatures.

- **Stabilité externe :**

On la vérifie en ajoutant la poussée des terres derrière le massif la poussée dynamique supplémentaire E_{ae} (calculée avec la formule classique de Mononobé Okabé) et l'effort d'inertie E , lié au poids W du massif (Figure II.19.b). Comme l'accélération ne peut pas être maximale au même instant en tout point du massif et du terrain qu'il soutient, ces deux efforts sont calculés en fait pour $0.5 \frac{am}{g}$, selon l'usage pour les murs poids.

- **Stabilité interne :**

On calcule un effort dynamique global E_d , lié au poids W_a de la zone active par la relation :

$E_d = W_a \frac{am}{g}$. En gros $E_d = \frac{0,2 am}{g \gamma H^2}$ pour les massifs courants. E_d se répartit entre les armatures au prorata de leur surface d'adhérence, produit de leur largeur par la longueur comprise dans la zone résistante (Figure II.19.a). Il s'ajoute aux efforts de traction statiques (calculés sans intervention de E_{ae} et E_d).

Les tensions supplémentaires n'étant pas directement liées aux contraintes verticales, on réduit forfaitairement de 20% (de façon très conservatrice) la charge verticale prise en compte dans la vérification de l'adhérence.

II.7. Conclusion :

Sur le plan pratique, les méthodes de prise en compte d'une sollicitation sismique dans le dimensionnement d'un ouvrage en sol renforcé n'ont que très rarement évolué depuis près de 30 ans. Ainsi, l'Eurocode 8 s'appuie sur la même méthode que les anciennes normes AFPS90 ou PS92, dite pseudo-statique ou de Mononobe-Okabe. Cette méthode s'appuyant sur une carte détaillant les différentes zones de même degré de sismicité.

Chapitre III

Les essais aux laboratoires

III.1. Introduction :

Ce chapitre a pour but présenter dans son ensemble notre démarche expérimentale ainsi que les moyens mis en œuvre et les protocoles développés pour atteindre les objectifs de ce travail, à savoir évaluer les propriétés mécaniques du sol utilisé en fonction des différents paramètres d'identification géotechniques du sol rencontré (classification, granulométrie, teneur en eau et poids volumiquesetc).L'étude expérimentale a été réalisée au sein du laboratoire des travaux publics de l'Est de Jijel et laboratoire d'habitat et de construction de Bejaïa.

III.2. Les essais d'identification de sol utilisé :

III.2.1. Introduction :

Le sol étudié est prélevé de la région de sidi Abdelaziz (wilaya de Jijel), il s'agit d'un terrain hétérogène, ayant une topographie irrégulière (voir la figure III.1).



Figure III.1 : le sol étudié de sidi Abdelaziz.

III.2.2. La teneur en eau du sol (NF P94-050) :

III.2.2.1.Introduction :

La teneur en eau d'un sol est un paramètre d'état fondamental et détermine son comportement.

Elle est une grandeur physique définit théoriquement comme étant le rapport du poids de la matière sèche c'est-à-dire aux poids des particules solides d'un volume donné de sol, Cette paramètre est noté (w) et exprime en pourcentage. [8]

On distingue :

✚ **La teneur en eau pondérale** : définie par :

$$W_P = \frac{M_w}{M} \times 100$$

-M_w : la masse de l'eau dans l'échantillon ;

-M : la masse totale de l'échantillon ;

✚ **La teneur en eau gravimétrique** : utilisé en géotechnique et définie par :

$$W = \frac{M_w}{M_S} \times 100$$

-M_s : la masse sèche mesurée après le passage à l'étuve.

✚ **La teneur en eau volumique** : qui intègre les variations de volume de l'échantillon et définie par :

$$\theta = \frac{V_w}{V} \times 100$$

- V_w : le volume de l'eau dans l'échantillon.

- V : le volume total de l'échantillon.

III.2.2.2. Principe de détermination de la teneur en eau :

L'objectif de cet essai est la détermination de la teneur en eau d'un sol au laboratoire, pour prévoir son comportement. Elle est déterminée lorsque les conditions de prélèvement sur site, de transport et de conservation de l'échantillon n'ont entraîné aucune modification de celle-ci.

La teneur en eau a une grande importance pour les propriétés technologiques, microbiologiques et nutritives des produits agroalimentaires et concerne également des aspects réglementaires et économiques. Ainsi, la détermination de la teneur en eau est une des analyses les plus fréquentes dans le domaine agroalimentaire. Un autre aspect important est le fait que le contenu en composants ou

ingrédients est normalement donné en rapport avec la matière sèche, ce qui rend nécessaire la détermination correcte de la teneur en eau.

III.2.2.3. Appareillage utilisée :

- Une balance électrique de précision.
- Une étuve électrique.
- Des tares.



Figure III.2 : Les trois échantillons de la teneur en eau.

III.2.2.4. Résultats obtenus :

$$W\% = \frac{M_w}{M_d} \times 100$$

Où :

- M_w : est la masse d'eau.
- M_d : est la masse de matériau.

Tableau III.1 : La teneur en eau.

	M_{tare} (g)	M_h (g)	M_s (g)	W (%)	$W_{moyenne}$ (%)
Echantillon1	19,9	107	97,2	12,677	12,476
Echantillon2	19,1	97,9	89,1	12,571	
Echantillon3	17,4	79,1	72,4	12,181	

D'après le tableau III.1, la teneur en eau de sol étudié est égale à 12,48%.

III.2.3. Equivalent de sable (NF EN 933-8) :

III.2.3.1. Introduction :

L'équivalent de sable (désigné par le symbole E.S) est un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable ou d'un grave. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains. Ce terme désigne également l'essai qui permet de déterminer cet indicateur. On parle d'«essai d'équivalent de sable piston» ou, plus simplement, d'«essai d'équivalent de sable». [10]

III.2.3.2.Principe de l'essai :

Cet essai permet de mettre en évidence des traces d'argile, de limon ou de matières très fines, contenues dans un sol, surtout lorsque l'indice de plasticité n'est pas mesurable. C'est un essai pratique très utile à effectuer dans le cas des sols peu plastiques (sol sableux).En effet les éléments très fins contenus dans les granulats ont une influence très sensible sur la bonne tenue des remblais, pour la construction des chaussées, ou pour les bétons.

Cet essai a pour but de déterminer un coefficient d'équivalent de sable qui nous renseigne sur la propreté de celui par une procédure normalisée. [12]

III.2.3.3. Appareillage :

- Eprouvette.
- Entonnoir à large ouverture pour introduire le sable.
- Spatule.
- Une balance électronique de précision.
- Chronomètre.
- Tube laveur métallique plongeant.
- Solution lavant destinée à séparer les grains les uns des autres.
- Machine agitatrice.
- Réglet métallique pour la mesure des hauteurs des sables et floculats.
- Piston taré à masse de 1kg pour la mesure de l'E.S.

III.2.3.4. Mode d'opérateur [2]:

On Préparer 5 litres de solution lavant en diluant une dose de solution lavant concentrée de 125 cm³ dans 5 litres d'eau déminéralisée. (Conservation 2 à 4 semaines), puis on tamiser le matériau à tester de façon à séparer les éléments sableux les plus grossiers des particules fines (fraction 0/2), puis on prélever 120 gramme, et Remplir une éprouvette avec la solution lavant jusqu'au premier trait de jauge. On Verser les 120 gramme de l'échantillon dans l'éprouvette à l'aide de l'entonnoir. Préparer de la MÊme façon une seconde éprouvette puis en laisser les deux éprouvettes au repos pendant 10 minutes et Boucher les éprouvettes à l'aide des bouchons et les agiter avec la machine agitatrice et Remplir les éprouvettes jusqu'au second trait de jauge en lavant le bouchon et les parois Intérieures afin de récupérer toutes les impuretés et le sable au fond des tubes. Enfin laisser reposer chaque éprouvette 20 minutes en tenant compte des décalages de temps dus Aux manipulations et Abaisser le piston dans le liquide pour séparer le floculat de l'eau. (Voir la figure III.3)



Figure III.3 : Echantillon d'équivalent de sable.

III.2.3.5. Les formules d'équivalent de sable :

-Equivalent de sable à vue ESV :

$$ESV = \left(\frac{h_2}{h_1} \right) \times 100.$$

-Equivalent de sable avec le piston ESP :

$$ESP = \left(\frac{h_2}{h_1} \right) \times 100.$$

- h_2 et h_1 : hauteur de sable propre.
- h_1 : hauteur de sable propre + hauteur des imputées (éléments fins).

III.2.3.6. Résultats obtenues:

Le tableau III.2 présente les lectures pour calculer l'équivalent de sable.

Tableau III.2 : Equivalent de sable.

	Première éprouvette	Deuxième éprouvette
Masse de l'éprouvette M_T (g)	120	120
Hauteur du floculat h_1 (mm)	12,7	12,8
Hauteur du sédiment h_2 (mm)	34,4	34,5
Rapport $(h_2/h_1)*100$	67,71% ²	66,40%
Equivalent de sable : (SE)	67,1%	

D'après les résultats obtenus, **le sable étudié est légèrement contient des fines.**

III.2.4. Analyse granulométrique (NF EN 933-1) :

III.2.4.1. Introduction :

L'analyse granulométrique est l'opération consistant à étudier la répartition des différents grains d'un échantillon, en fonction de leurs caractéristiques (poids, taille, ...). Par métonymie, c'est aussi le nom donné au résultat de cette analyse.

III.2.4.2. Principe de l'essai :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre 0,063 et 125 mm. Elle présente les proportions relatives des différentes dimensions de particule et permet d'identifier quelle fraction de sol contrôle ses propriétés.

On appelle :

- **Refus sur un tamis** : la quantité de matériau qui est retenue sur le tamis.
- **Tamisât (ou passant)** : la quantité de matériau qui passe à travers le tamis.

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments supérieurs à 80 μm (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 μm (NF P94-057).

III.2.4.3. Matériel utilisés :

Pour réaliser cette opération, nous avons utilisé les équipements suivants :

- Des tamis de différents diamètres (6,3mm—0,063mm).
- Un échantillon de 340,4g (sable humide) et 326,2g (sable sec).
- Une balance.
- Une étuve thermostatique.
- Un vibro-tamis électrique (voir la figure III.4).



Figure III.4 : Granulométrie par tamisage.

III.2.4.4. Les résultats obtenus :

Les résultats de l'analyse sont reportés sur un diagramme semi-logarithmique ou l'on porte :

- Les diamètres des particules en abscisse (graduation logarithmique).
- Les pourcentages en poids des tamisages cumulés en ordonnée.

On détermine alors les caractéristiques du sol par deux coefficients :

- Coefficient d'uniformité ou de Hazan le coefficient C_u :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\%)$$

- Coefficient de courbure la quantité C_c :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})} \quad (\%)$$

La figure III.5 présente la courbe granulométrique de sable de route étudié :

Tableau III.3 : Le pourcentage cumulé de tamisât.

Dimension tamis (mm)	Tamisât (%)
6,3	96,3600
4	93,7200
2	89,6400
1	84,4000
0,5	71,2200
0,4	40,2900
0,2	7,5800
0,125	4,7900
0,063	4,3800

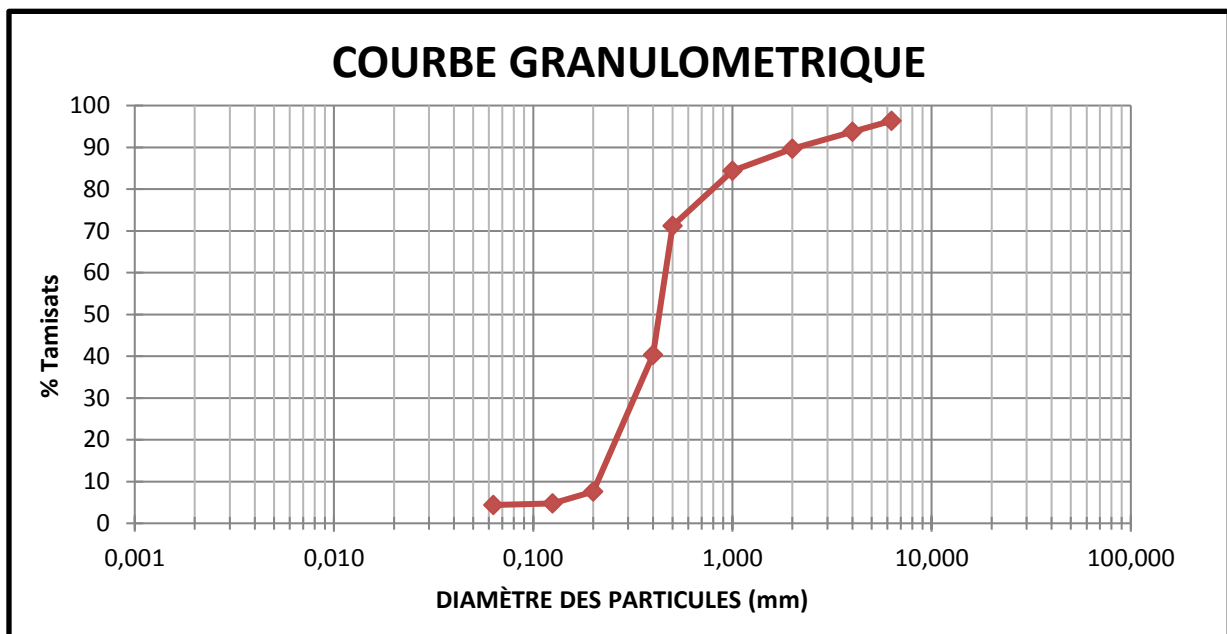


Figure III.5 : La courbe granulométrique par tamisage.

D'après la courbe granulométrique, il s'agit d'un gros sable ayant les coefficients d'uniformité « $C_u = 1,06$ » et de courbure « $C_c = 2,19$ ». D'après la classification de LCPC, la classe de ce sol est **un grave bien gradué (Gb)**.

III.2.5. La masse volumique :

III.2.5.1. La masse volumique absolue :

La masse volumique absolue ρ_s est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains.

+ Masse volumique des grains solide :

Le poids volumique des grains solides est un paramètre de nature du sol, indique le caractère intrinsèque du sol. Mettre dans une éprouvette graduée d'un volume d'eau : V_1 et on pèse une masse sèche de l'échantillon M_s , et verser l'échantillon dans l'éprouvette remplie d'eau, éliminer aussi bien que possible les bulles d'air et on relève le nouveau volume : V_2 .

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_2 - V_1}$$

+ La masse volumique sèche (NF P94-064) :

La masse volumique sèche ρ_d d'un échantillon de sol est le quotient de sa masse sèche par volume V qu'il occupe y compris le vide, elle est exprimée en kg/m^3 . L'essai consiste à mesurer la masse et le volume d'un échantillon de sol.

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t}$$

+ La masse volumique saturée :

Noté ρ_{sat} lorsque tous les vides sont remplis d'eau.

$$\rho_{sat} = \frac{M_t}{V_t}$$

III.2.5.2.Appareillage utilisé :

- Un échantillon.
- Eprouvette graduée remplie d'eau (figure III.6).
- Une balance électrique.
- Une étuve électrique.



Figure III.6 : Essai d'éprouvette graduée.

III.2.5.3.Méthode de l'éprouvette graduée :

Cette méthode est très simple et très rapide. Toute fois sa précision est faible.

1. Remplir une éprouvette graduée avec un volume $V_1=500\text{ml}$ d'eau.
2. Peser un échantillon sec M de granulats (300 g) et l'introduire dans l'éprouvette en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air.
3. Lire le nouveau volume $V_2=630\text{ml}$.

• La masse volumique absolue est : $\rho_s = \frac{M_s}{V_2 - V_1} = \frac{300}{630 - 500} = 2,31\text{g/m}^3$.



Figure III.7 : Méthode de l'éprouvette graduée.

III.2.5.4. La masse volumique apparente :

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules.

Elle est pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou non compacté. [15]

III.2.5.5. Appareillage :

- Un échantillon.
- Un récipient de volume connu 3000ml (voir la figure III.8).
- Un entonnoir.
- Une balance.
- Une règle métallique.



Figure III.8 : Matériel utilisée.

III.2.5.6. Mode d'opérateur :

- Verser dans le récipient les granulats secs, par couches successives et sans tassement (utiliser l'entonnoir ou les mains).
- Araser à l'aide de la règle métallique.
- Peser le récipient rempli : noter (M).
- Calculer la masse volumique apparente : $\rho = \frac{M}{V}$.
- Refaire la mesure trois fois. (Voir la figure III.9)



Figure III.9 : La méthode de la masse volumique apparente.

III.2.5.7. Résultats obtenus:

Le tableau III.4 présenté les résultats de la masse volumique absolue et apparente.

Tableau III.4 : Le poids volumique de sol étudié.

N°	Volume de moule (cm ³)	La masse de vase vide (g)	La masse de vase rempli (g)	La masse volumique saturée (KN/m ³)	La masse volumique sèche (KN/m ³)
Echantillon1	3000	1626,86	6247	23,1	15,3
Echantillon2	3000	1626,86	6217		
Echantillon3	3000	1626,86	6157		

III.3. Les essais mécaniques de sol étudié :

III.3.1. Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1):

III.3.1.1. Introduction :

L'étude de la résistance au cisaillement d'un sol constitue un problème complexe de la mécanique des sols. La résistance au cisaillement dépend du type de sol rencontré, suivant qu'il est cohérent ou non, que le matériau est grossier ou fin. Dans la résolution des problèmes de stabilité en mécanique des sols, il est nécessaire de connaître les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Ainsi, l'angle de frottement interne et la cohésion interviennent dans les calculs de stabilité des barrages ou des digues par la tangente de l'angle de frottement (notée $\tan \varphi$) et par la cohésion effective (notée C) ou non drainée (notée C_u), dans les calculs de poussée par le coefficient de poussée active de la théorie de Rankine K_a , ou encore dans la justification des fondations superficielles par la contrainte de rupture du sol q_u . [3]

Évaluer expérimentalement précisément les propriétés de résistance au cisaillement des sols constitue un enjeu important en mécanique des sols (Perrot, 1968). En effet, de petites variations sur l'angle de frottement interne et/ou sur la cohésion peuvent induire des dimensionnements sensiblement différents des ouvrages géotechniques, et par exemple, avoir des impacts importants sur les volumes des sols à mettre en œuvre pour la réalisation d'un barrage en terre ou d'une digue. L'appareil expérimental le plus complet et privilégié en mécanique des sols pour évaluer les propriétés de résistance au cisaillement est l'essai triaxial.

III.3.1.2. Principe de l'essai :

Dans l'essai de cisaillement à la boîte, on cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. L'échantillon est placé dans une boîte constituée de deux parties qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre. On applique à l'échantillon un effort normal de compression N , verticalement, par l'intermédiaire d'un piston et d'un effort tranchant T , horizontalement, en déplaçant la demi-boîte inférieure. Un comparateur mesure la variation de hauteur de l'échantillon (voir la figure III.10). Plusieurs essais sont effectués en faisant varier et en trace la courbe intrinsèque.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. L'essai consiste (selon la norme NF P94-071-1).

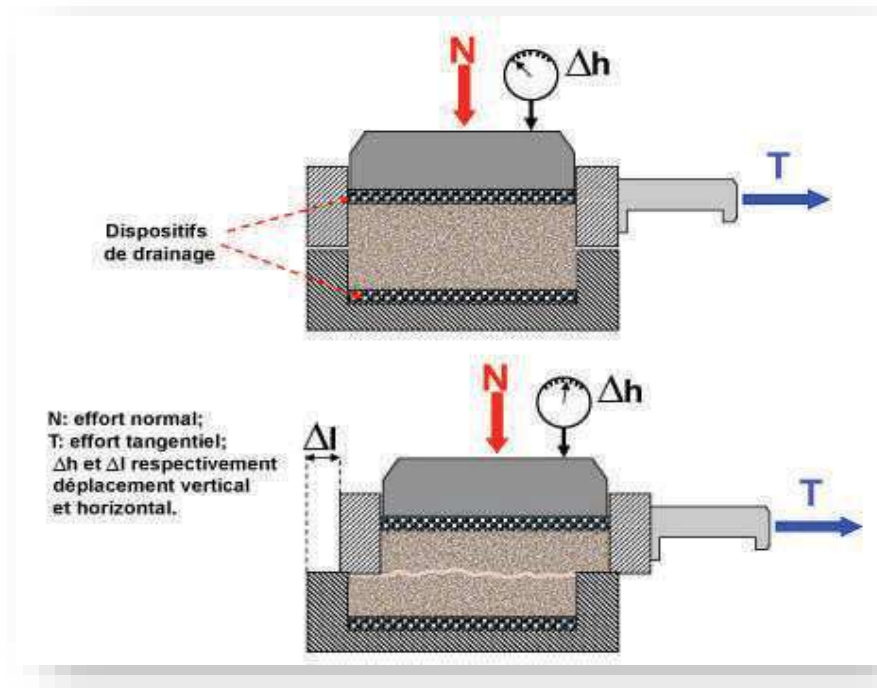


Figure III.10 : Principe de l'essai de cisaillement.

III.3.1.3.Appareillage:

L'appareillage spécifique à l'essai de cisaillement directe comprend (voir la figure III.11) :

- Le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N .
- La boîte de cisaillement (CASAGRANDE).
- Le dispositif de cisaillement qui permet de cisainer le sol à vitesse constante, il est constitué :
 - D'un anneau dynamométrique.
 - D'un chariot sur lequel, on vient placer la boîte de CASAGRANDE, le chariot est animé par un moteur d'un mouvement de translation à vitesse constante réglable.
- Dispositif à contrainte contrôlée: il entraîne la demi boîte inférieure à vitesse constante la mesure de la contrainte de cisaillement est effectué par un dynamomètre.
- Dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- Dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîte.
- Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.



Figure III.11 : L'appareil de cisaillement.

Une boîte de cisaillement comporte les éléments suivant (voir la figure III.12) :

- Deux demi-boîtes (l'une inférieure, l'autre supérieure), circulaire intérieurement, de même section droite, de longueur 6 cm.
- Demi-boîte supérieure: formée d'un cadre et d'un piston elle permet de respecter la charge verticale N sur l'échantillon seulement.
- Demi-boîte inférieure: Elle est fixe et elle sert de moule.
- Un blocage ou solidarisation des deux demi-boîtes de telle façon qu'elles aient le même axe de symétrie intérieur.
- Un châssis étanche support de la demi-boîte inférieure.
- Une plaque drainante à la base de la demi-boîte inférieure.
- Un piston rigide muni à la base d'une plaque drainant, l'ensemble glissant librement dans la demi-boîte supérieure.
- Ce piston possède en centre, à sa partie supérieure, un logement pour la rotule transmettant l'effort vertical.
- les plaques drainantes (Pierre poreuse) sont permettent de drainer l'échantillon et elles assurent une bonne adhérence entre l'échantillon et les demi-boîtes est reliées à des orifices pour la circulation des fluides.
- Les matériaux utilisés sont inertes chimiquement vis-à-vis des fluides qu'il contient.
- La surface de contact entre les demi-boîtes est plane et lisse.



Figure III.12 : Les constituants de la boîte de cisaillement.

III.3.1.4. Mode d'opérateur:

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. L'essai consiste à (selon la norme NF P94-071-1):

- Consolider l'éprouvette de section S dans une première phase en appliquant sur la face Supérieure un effort vertical constant maintenu pendant tout l'essai (contrainte $\sigma_n = N/s$).
- La phase de consolidation permet de calculer la vitesse à laquelle doit être cisailé l'échantillon.
- Cisailier ensuite le long du plan de séparation des deux demi-boîtes en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante.
- L'effort de cisaillement horizontal (T) est mesuré et la contrainte $\tau = T/s$ est calculée.
- L'essai est réalisé au minimum trois éprouvettes en augmentant à chaque fois la contrainte normale appliquée (N).
- La contrainte verticale maximale (N_{max}) appliquée à la série d'éprouvette doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après travaux.
- On obtient ainsi les courbes de cisaillement effort déformation et l'on peut en déduire les droites ($\tau ; \sigma_n$) pour les valeurs à la rupture et à l'état Critique. Il est alors simple

de déterminer l'angle de frottement ϕ' et la cohésion c' , respectivement la pente et l'ordonnée à l'origine de ces droites.



Figure III.13 : Mode d'opérateur de l'essai de cisaillement directe.

III.3.1.5. Les Résultats obtenus :

La figure III.14 présente la variation des contraintes de cisaillement en fonction des déformations relatives pour les trois contraintes normales : 1bar ; 2bar ; 3bar.

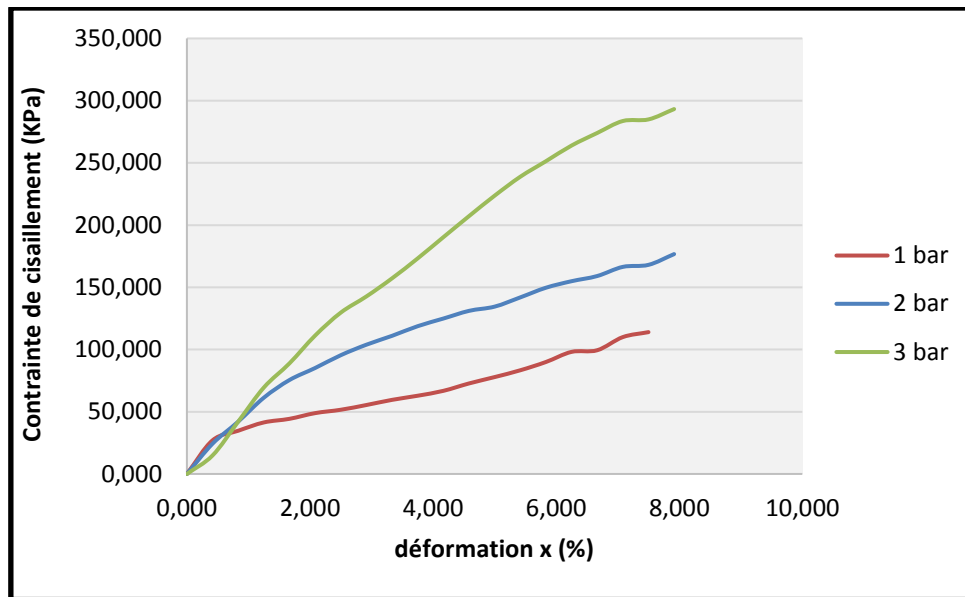


Figure III.14 : Contrainte de cisaillement en fonction des déformations (sol étudié).

La figure ci-dessous (figure III.15) présente la courbe intrinsèque de notre sol étudié :

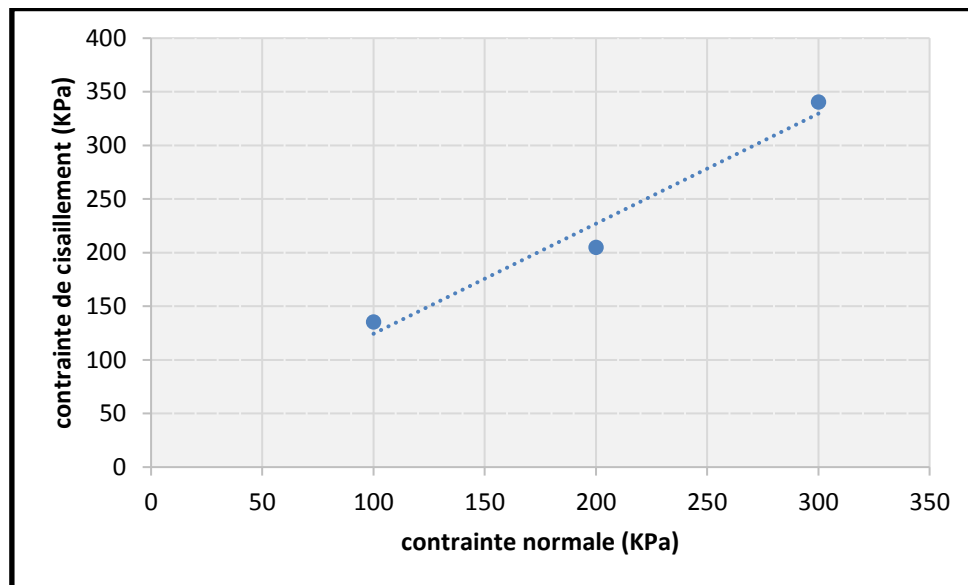


Figure III.15 : La courbe intrinsèque de sol utilisé.

D’après la courbe intrinsèque (figure III.15), il y a une ligne droite qui correspond à l’équation à l’identification avec l’utilisation de l’équation de coulomb :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + C$$

Donc les résultats obtenus sont : l’angle de frottement $\varphi = 46,72^\circ$ et la cohésion

$C = 21,71 \text{ kpa}$.

III.3.2.L'essai de triaxial :

III.3.2.1.Introduction :

L'essai triaxial est une méthode de laboratoire courante pour mesurer les caractéristiques mécaniques des matériaux granulaires, en particulier celles des sols (par ex. le sable, l'argile), des roches et des poudres. Il existe plusieurs variantes de cet essai, aujourd'hui entièrement normalisé. [22]

Pour la plupart des matériaux, est remplacée dans le cas des sols par la relation, cette loi définit la limite entre le comportement élastique et plastique du sol.

Plusieurs types d'appareils sont habituellement utilisés pour les essais de cisaillement, parmi eux on a l'appareil à compression triaxial qui est maniement plus difficile que la boîte de casagrande, mais il présente de nombreux avantages.

Dans notre essai on se base sur l'essai de « u.u » qui nous donne :

- La courbe intrinsèque.
- L'angle de frottement interne.
- La cohésion.

III.3.2.2.Définitions :

Essai triaxial :

L'essai de compression triaxiale permet de mieux accéder aux propriétés mécaniques des matériaux, car il affecte l'état de contraintes in situ. Cet type d'essai permet de contrôler et de mesurer la pression interstitielle, d'appliquer une gamme de pression de confinement (isotrope ou anisotrope) pour consolider initialement l'échantillon à un état prédéfini. Les différents types d'essai réalisables sont :

- essai UU (Unconsolidated-undrained) : essai non consolidé non drainé effectué sur matériau saturé ou non.
- essai CU (Consolidated-undrained) : essai consolidé non drainé sur matériau saturé ou non.
- essai CU+u (Consolidated-undrained) : essai consolidé non drainé sur matériau saturé avec mesure de la pression interstitielle.
- essai CD (Consolidated-drained) : essai consolidé drainé sur matériau saturé.

Essai non drainé :

Si le remblai est saturé et sans possibilité de drainage, un changement de l'état des contraintes ne conduit pas à une variation de volume (essai à volume constant) mais induit une modification de la pression interstitielle.

Essai drainé :

Si le drainage est permis, une augmentation des contraintes conduites à une consolidation et éventuellement à une modification de la pression interstitielle. Dans ce cas, la variation de la pression interstitielle est négligeable par rapport à l'accroissement de la contrainte appliquée. Le type d'essai réalisé dans ce projet est l'essai consolidé drainé.

Consolidation :

La consolidation d'un matériau résulte en général de la variation des contraintes (effectives) qui lui sont appliquées et se traduit par une variation de volume. La consolidation est isotrope si $\Delta S_1 = \Delta S_3$ et anisotrope si $\Delta S_1 \neq \Delta S_3$. Cette consolidation a pour effet de rétablir et de simuler l'état des contraintes in situ avant d'appliquer la charge axiale. Il semble de toute évidence que la consolidation anisotrope donne de meilleurs résultats de la résistance et des données contrainte-déformation.

La cohésion c:

C'est la résistance au cisaillement d'un sol sous une contrainte normale nulle,

Cisaillement :

Les sols se comportent lorsque la valeur de la contrainte de cisaillement τ dépasse une certaine valeur en fonction de la contrainte normale σ_n . La rupture se déclare par une déformation continue au même temps croît avec les contraintes. La courbe intrinsèque étudiée la résistance au cisaillement.

Après la consolidation, l'échantillon est ensuite cisailé à une vitesse de chargement constante. Le cisaillement d'une éprouvette de remblai consiste à lui imposer une variation du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) jusqu'à la rupture suivant un plan quelconque.

III.3.2.3.Principe de l'essai triaxial :

L'essai de compression triaxiale est effectué à l'aide d'une cellule triaxiale en acier inoxydable. Le dispositif doit permettre la mesure de la quantité de fluide drainé afin de contrôler la variation volumétrique, et peut également être équipé d'un capteur de pression pour mesurer la pression interstitielle. L'éprouvette est recouverte d'une membrane imperméable avant d'être montée dans la cellule triaxiale. Une fois l'éprouvette montée, la cellule est remplie du liquide de confinement (de l'eau ou de l'huile hydraulique). Ce dispositif est ensuite placé entre les deux plateaux de la presse et branché à l'air afin de consolider l'échantillon à la pression de confinement souhaitée. Lorsque la variation volumétrique de l'échantillon est stable, l'échantillon a été consolidé et on applique une charge déviatorique au piston de la cellule triaxiale pour cisailer l'éprouvette jusqu'à la rupture.

III.3.2.4.Description de l'essai :

L'essai de compression triaxiale consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à un champ de contrainte uniforme qui une pression hydraulique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant, la cellule et une contrainte axiale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston. Dans un essai, l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes isotropes jusqu'à une valeur donnée. On maintient ensuite à niveau constant la pression hydraulique représentée par σ_2 et σ_3 , on augmente progressivement la contrainte axiale σ_1 ou le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les essais peuvent être effectués à différentes pressions de confinement. Dans l'essai de compression triaxiale avec cycles de chargement-déchargement-rechargement, l'éprouvette est soumise à des sollicitations. A différents niveaux de la contrainte axiale déviatorique (1, 2 et 3 sur la figure III.17), on a déchargée jusqu'à l'état hydrostatique, puis on rechargement jusqu'à un niveau de contrainte axiale supérieur au précédent niveau de contrainte axiale de déchargement et de nouveau, on décharge et ainsi de suite, jusqu'à la rupture.



Figure III.16 : L'appareil de l'essai triaxial.

III.3.2.5. Mode d'opérateur :

1-préparation et saturation de l'échantillon :

L'échantillon a une forme cylindrique de dimensions suivantes :

- La hauteur $h = 73$ mm.
- Un diamètre $D = 35$ mm.

Cet échantillon doit être saturer car c'est le cas le plus défavorable. Pour cela on fait circuler de l'eau dans l'éprouvette en utilisant une contre pression.

La vérification de la saturation est établie par la relation ou B est le coefficient de BISHOP.

u : pression interstitielle.

σ_3 : Pression hydrostatique appliquée autour de l'échantillon.

On revêtit l'échantillon d'une gaine en caoutchouc et on met en place à ces deux extrémités libres les pièces de pied et de tête prévue à cet effet. Pour cela on va prendre le moule d'habillage, placer la gaine à l'intérieur et la retrouver sur les extrémités du moule.

En faisant le vide entre le moule et la gaine, on plaque celle-ci contre la paroi intérieure du moule et on peut ainsi enfiler très facilement l'échantillon à l'intérieur. Ensuite il faut positionner les deux embases et les assujettir sur la gaine avec deux élastiques.

2-Mise en place et essai de l'échantillon :

- ✓ On verse l'eau dans la cellule en ayant soin d'évacuer tout air.

- ✓ Mettre l'ensemble carotte habillée à son emplacement définitif sur l'appareil, raccorder les flexibles de liaison, placer la cellule et son couvercle, serrer les trois boulons de fixation plus régulièrement possible pour assurer une bonne portée des joints d'étanchéité.
- ✓ Mettre le comparateur de l'anneau dynamométrique à zéro.
- ✓ Amener et stabiliser la pression S_3 à la valeur désirée chaque fois pour a manipulation 1 et 2 bars.
- ✓ Amener le piston au contact avec l'échantillon.

Le cisaillement s'effectue à une vitesse rapide de manière à empêcher l'eau de se dissiper.

- ✓ On note les déformations chaque 15s correspondent à un déplacement de 0.25mm.

La rupture de l'éprouvette est atteinte lorsque la lecture anneau (LA) maximale reste constante.

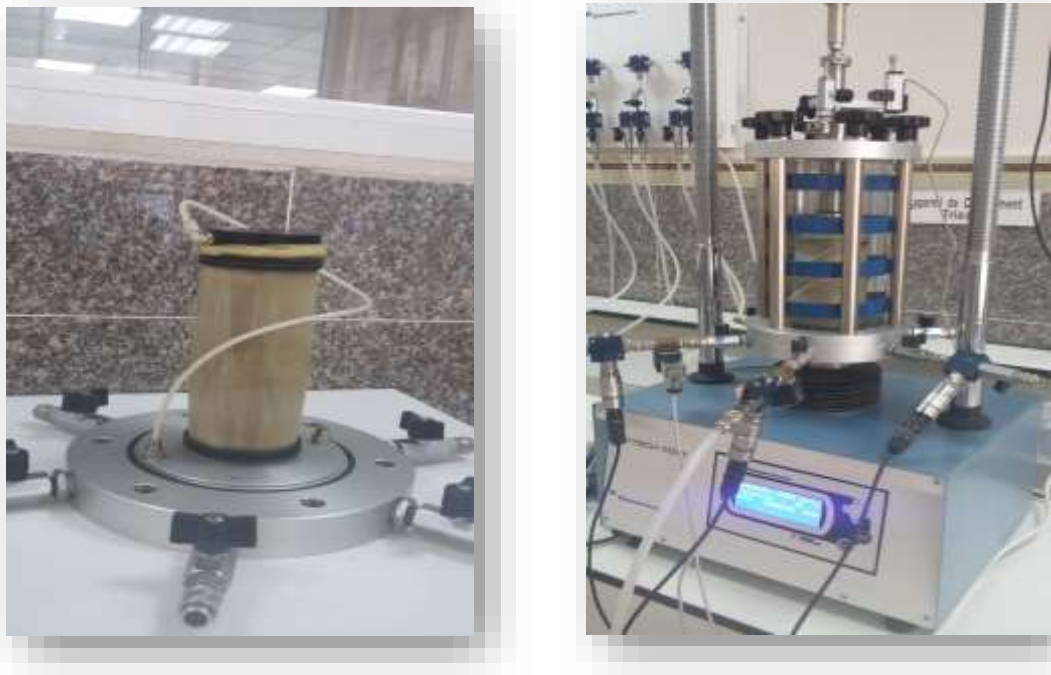


Figure III.17 : Mode d'opérateur de l'essai triaxial.

III.3.2.6. Les Résultats obtenus :

La figure III.18 présente la variation des contraintes déviateurs corrigées en fonction des contraintes axiales pour les trois contraintes normales : 1bar ; 2bar ; 3bar.

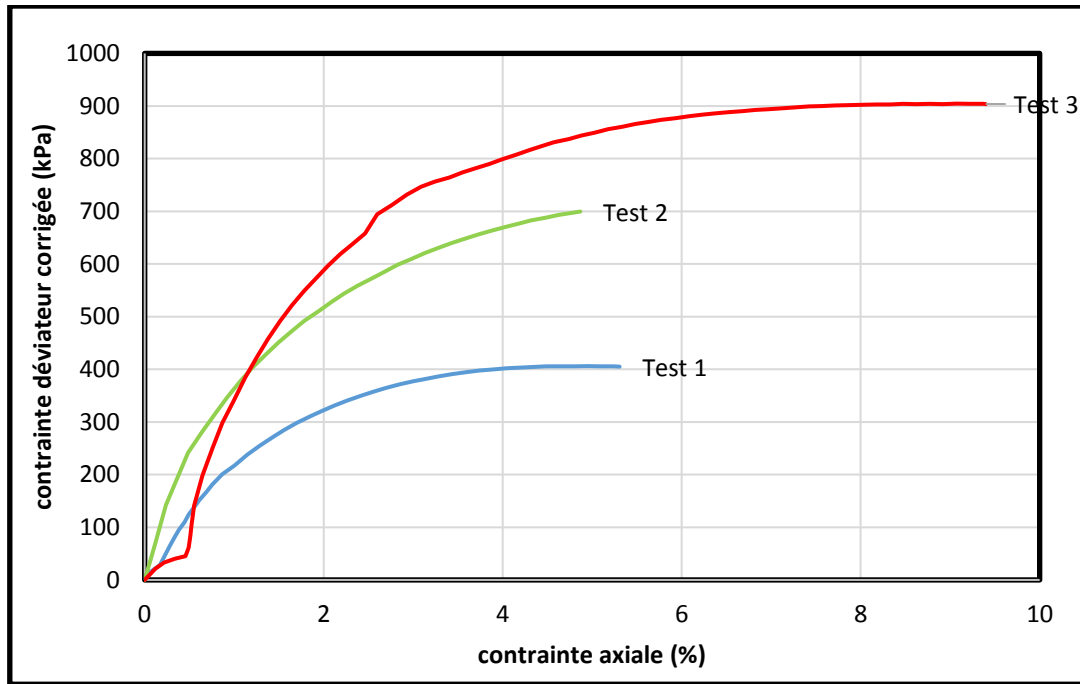


Figure III.18 : Les contraintes déviatrices corrigées en fonction des contraintes axiales.

La figure ci-dessous (figure III.19) présente la courbe intrinsèque de notre sol étudié :

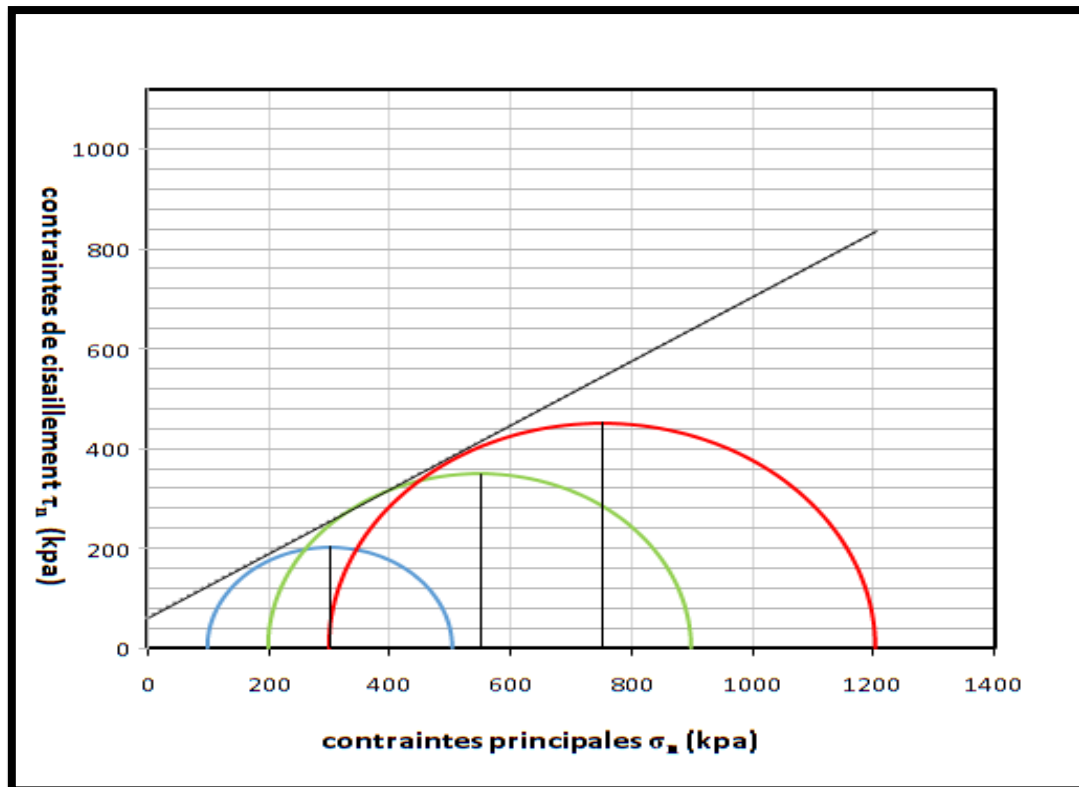


Figure III.19 : La courbe intrinsèque – représentation du critère de Mohr-Coulomb.

D'après la courbe intrinsèque (figure III.19) il y a une ligne droite qui correspond à l'équation à l'identification avec l'utilisation de l'équation de mohr-coulomb :

$$\tau_n = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$$

Donc les résultats obtenus sont :

L'angle de frottement $\Phi_{uu} = 32,8^\circ$ et la cohésion $C_{uu} = 60,1 \text{ kpa}$.

III.4.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué différents essais au laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques de notre sol utilisé. Les résultats de l'analyse granulométrique qui ont été trouvés nous indiquent que notre sol est un grave bien gradué (Gb), les résultats de l'essai équivalent de sable indiquent que ce sable est légèrement contient des fines. On a pu voir comment déterminer les caractéristiques intrinsèques d'un sol (soient sa cohésion non drainé C_u {en Kpa} et son angle de frottement φ {degré °}) d'un échantillon de sol à l'aide de l'appareil de cisaillement (Appareille triaxial). Ces deux paramètres (C_u, φ_u) qui sont nécessaires à connaître avant toute la réalisation d'un ouvrage.

Chapitre IV

Modélisation numérique

IV.1. Introduction :

Dans cette partie de notre travail, nous allons modéliser un sol renforcé par géotextile et bande d'armature métallique, qui est déjà défini dans le chapitre III, en utilisant le logiciel Plaxis 2D; la méthode sur laquelle est basée le logiciel dans les calculs numérique est la MEF. Pour qu'on puisse faire tous les calculs nécessaires, on doit lui Préciser tous les données du projet.

IV.2. Présentation de la procédure de simulation :

IV.2.1. L'objectif d'étude :

Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont également axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement due à l'utilisation de nouveaux éléments de renforcements, de nouveaux panneaux de revêtement,etc. Les études analytiques se limitent à définir de nouveaux modèles de stabilisation pour de nouveaux types de renforcement. Permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Le présent travail sert à faire une modélisation d'un sol renforcé par géotextile et bande d'armature métallique dans deux cas différents statique et dynamique, donc d'étudier le comportement de ces sols dans les deux cas et de choisir la mieux comportement pour que le sol est en sécurité.

IV.2.2. Modèle géométrique :

Le modèle élasto-plastique de mohr-coulomb [Annexe 1] a été choisi pour la simulation de notre projet. Il sera modélisé par un modèle géométrique 2D. Il fait de 70 m de largeur sur 30 m de hauteur. Le modèle est présenté dans la figure IV.1.

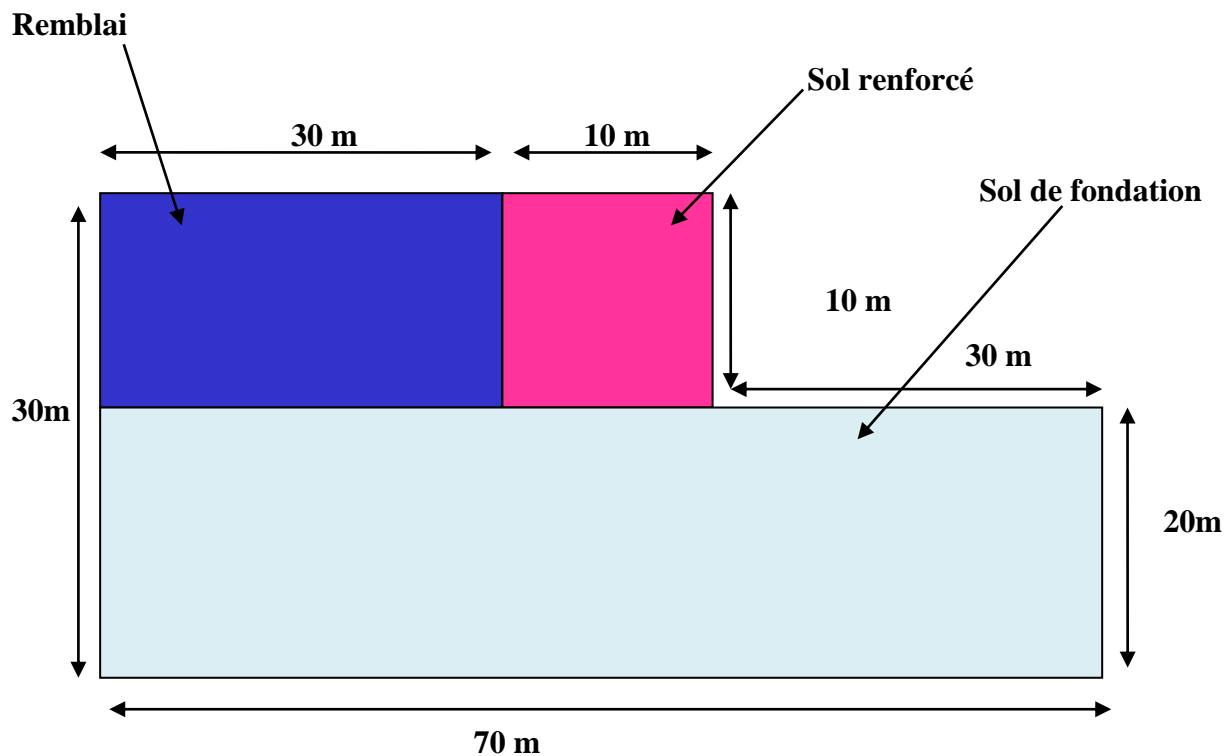


Figure IV.1 : Ensemble avec la coupe géologique du sol de fondation.

IV.2.3. Modèles constitutifs et paramètres géotechniques de modélisation :

IV.2.3.1. Le sol :

Le modèle est constitué de trois sols différents : Sol renforcé ; Remblai général; Sol de fondation;

Nous considérons les caractéristiques géotechniques moyennes de chaque couche de notre d'étude. Les caractéristiques prise en compte pour les différentes formations Pour ce cas précis sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Caractéristiques géotechniques des sols.

Paramètres du sol	Désignation	Sol de fondation	Remblai	Sol renforcé
Modèle de comportement		MC	MC	MC
Poids Volumique apparent	γ_{unsat} (KN/m ³)	20	18	15,3
Poids volumique saturé	γ_{sat} (KN/m ³)	20	18	23,1
Module d'Young	E (Kpa)	50*10 ³	30*10 ³	2,31*10 ⁴
Coefficient de poisson	Y	0,3	0,3	0,3
Cohésion	C (KN/m ²)	10	10	60,1
Angle de frottement	Φ (°)	30°	30°	32,8°
Angle de dilatance	Ψ (°)	0°	0°	2,8°

Le modèle de comportement utilisé pour simuler les différents sols est un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr Coulomb [Annexe 1]. 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 (ϕ : angle de Frottement, C: la cohésion, et Ψ : angle de dilatance).

IV.2.3.2. la structure :

Les armatures considérées dans le modèle de référence sont des armatures à haute adhérence. Dans le modèle numérique 2D les bandes sont simplifiées est considérées comme des armatures continues.

Les géotextiles considérés dans le modèle de référence sont des geogrilles enduites de haute résistance de type « NOTEX C ». Dans le modèle numérique 2D les géotextiles sont simplifiées est considérées comme des géotextiles continues.

En plus des caractéristiques géotechniques des différents type de sol utilisées, les éléments de construction et de renforcement avaient ont les propriétés données sur le tableau IV.2 suivant:

Tableau IV.2 : Propriétés des éléments de construction.

Propriétés des éléments de construction	Désignation	voile	Semelle	Bande d'armature	géotextile
Modèle de comportement		Elastique	Elastique	Elastique	Elastique
Rigidité normal	EA (KN/ml)	$85 \cdot 10^7$	$34 \cdot 10^7$	$2,76 \cdot 10^6$	$2,34 \cdot 10^5$
Rigidité de flexion	EI (KNm ² /m)	$0,44 \cdot 10^7$	$0,708 \cdot 10^7$	$0,23 \cdot 10^6$	/
Épaisseur	d (m)	0,249	0,5	1,000	/
Poids volumique	W (KN/m ³)	20	20	20	/
Coefficient de poisson	ν	0,2	0,2	0,2	/

IV.3. Modélisation numérique:

IV.3.1. Cas statique :

IV.3.1.1. Modélisation sans renforcement:

La figure IV.2 présente une modélisation d'un sol sans renforcer.

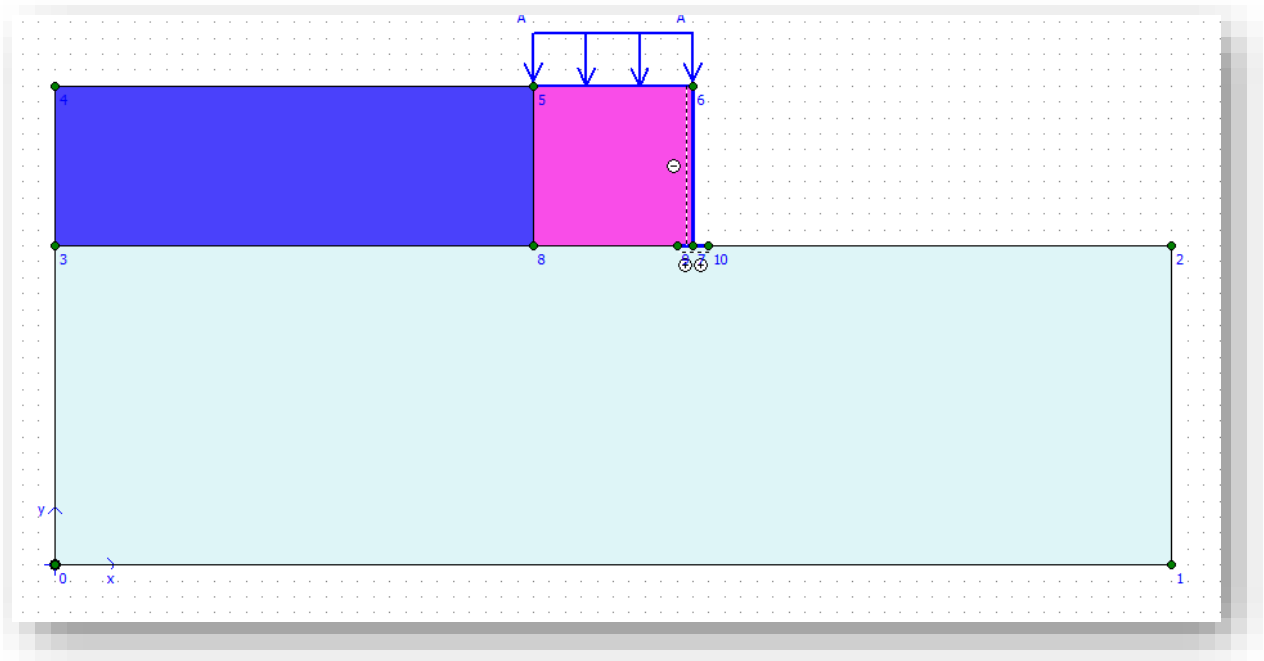


Figure IV.2 : Le modèle géométrique de « sol sans renforcement ».

IV.3.1.2. Les conditions aux limites :

Pour les conditions aux limites ; les déplacements verticaux et horizontaux sont nul sur le modèle $U_x = U_y = 0$ selon l'axe x ; et $U_x = 0$ selon l'axe y, On utilise l'icône « Standard Fixities » pour fixer les conditions aux limites (Voir la figure IV.3). [27]

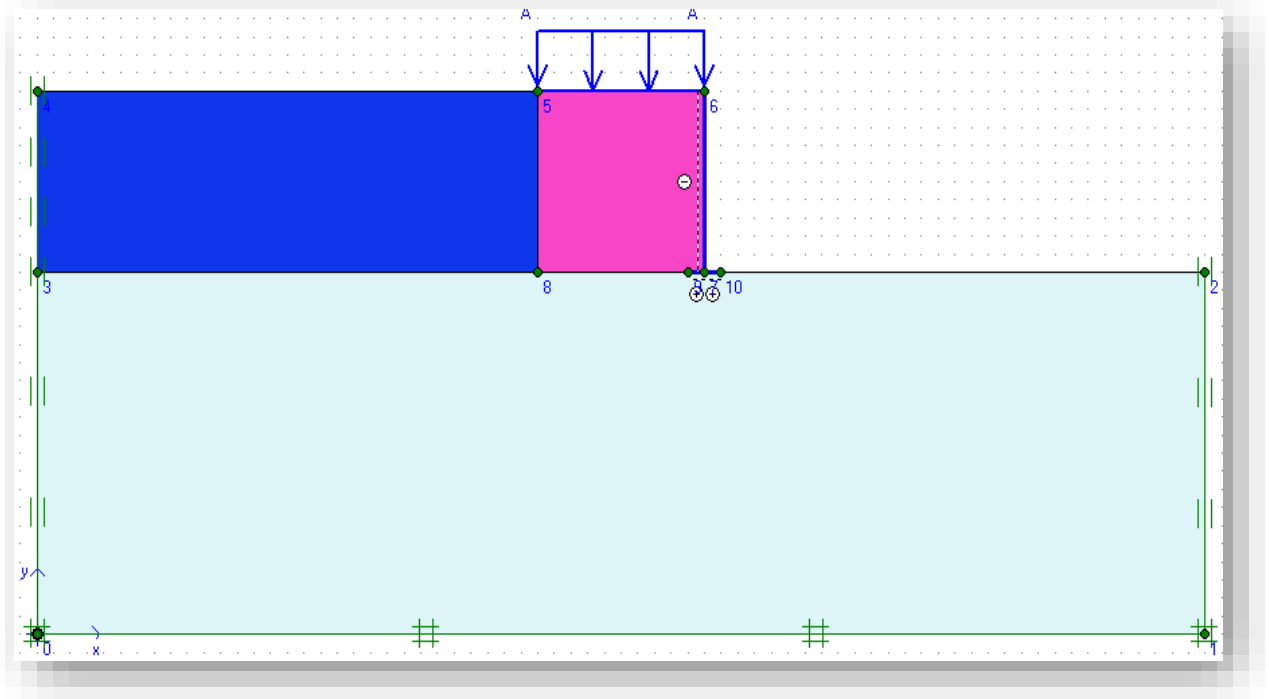


Figure IV.3 : Génération des conditions aux limites.

IV.3.1.3. Génération du maillage :

Le maillage est généré en 2D dans un plan(OXY). Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre structure est constitué 124 d'éléments et 1084 de nœud. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 1488 Points. On règle la finesse du maillage sur « coarse ».[11]

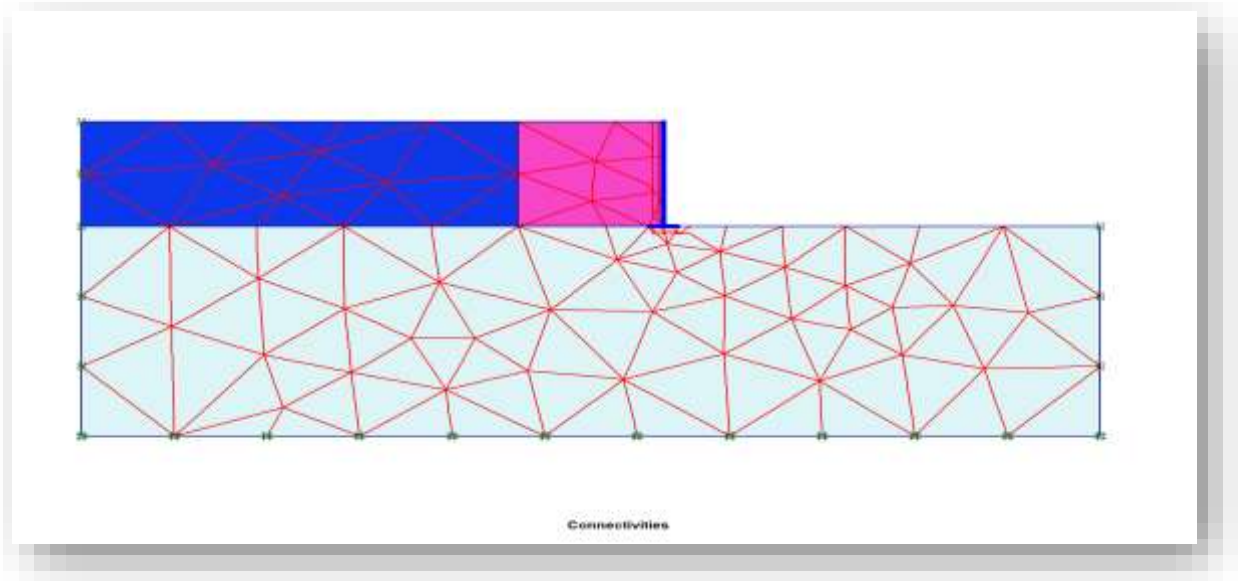


Figure IV.4 : Génération du maillage en 2D.

IV.3.1.4. Conditions initiales :

Dans ce modèle il n'y a pas le niveau de la nappe phréatique (l'introduction du niveau de la nappe phréatique dans le code Plaxis au fond de sol). La phase suivante est la génération de la pression interstitielle et la contrainte effective initiale ($\sigma_{\text{eff}} = -397,06 \text{ kN/m}^2$) comme montrent la figure IV.5.

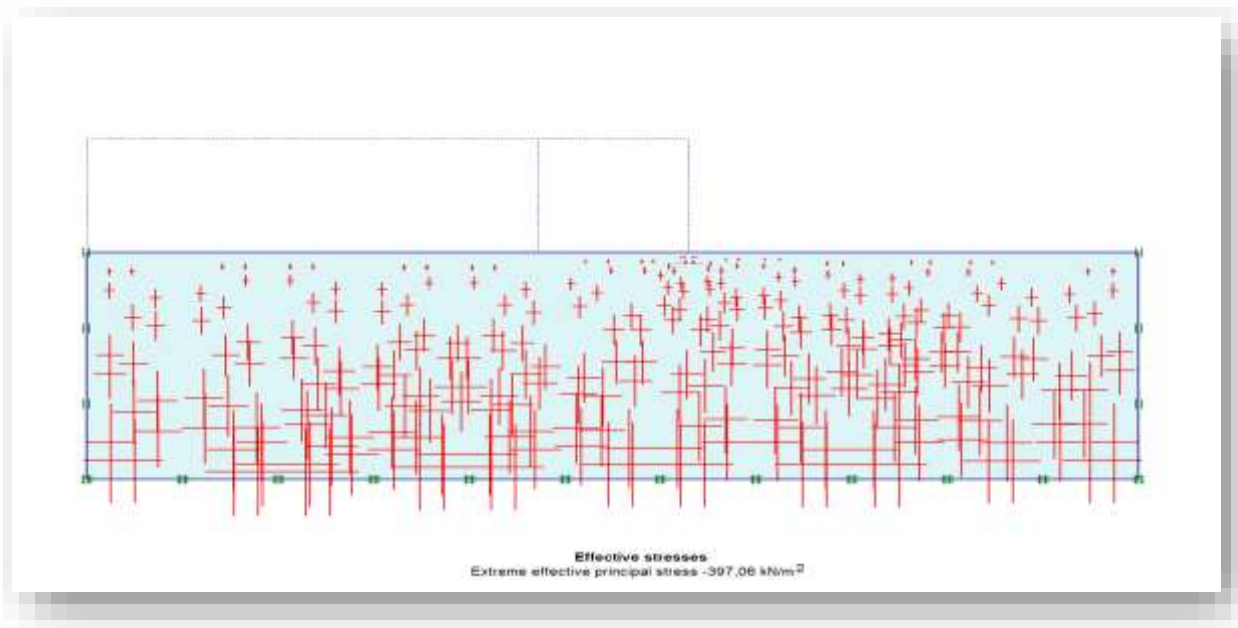


Figure IV.5 : Champ des contraintes effectives.

IV.3.1.5. Les phases de calcul :

Après avoir introduit toutes les paramètres de sol sans renforcé, on lance le sous programme « plaxis calculation » [Annexe 1]: les calculs se fait selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement (Figure IV.6).

Phase 1 : initiale phase.

Phase 2 : construction de remblai (mise en place de la couche de remblai, de sol renforcé, mise en place de mur de soutènement et la semelle).

Phase 3 : chargement 100 kpa.

Phase 4 : chargement 200 kpa.

Phase 5 : chargement 300 kpa.

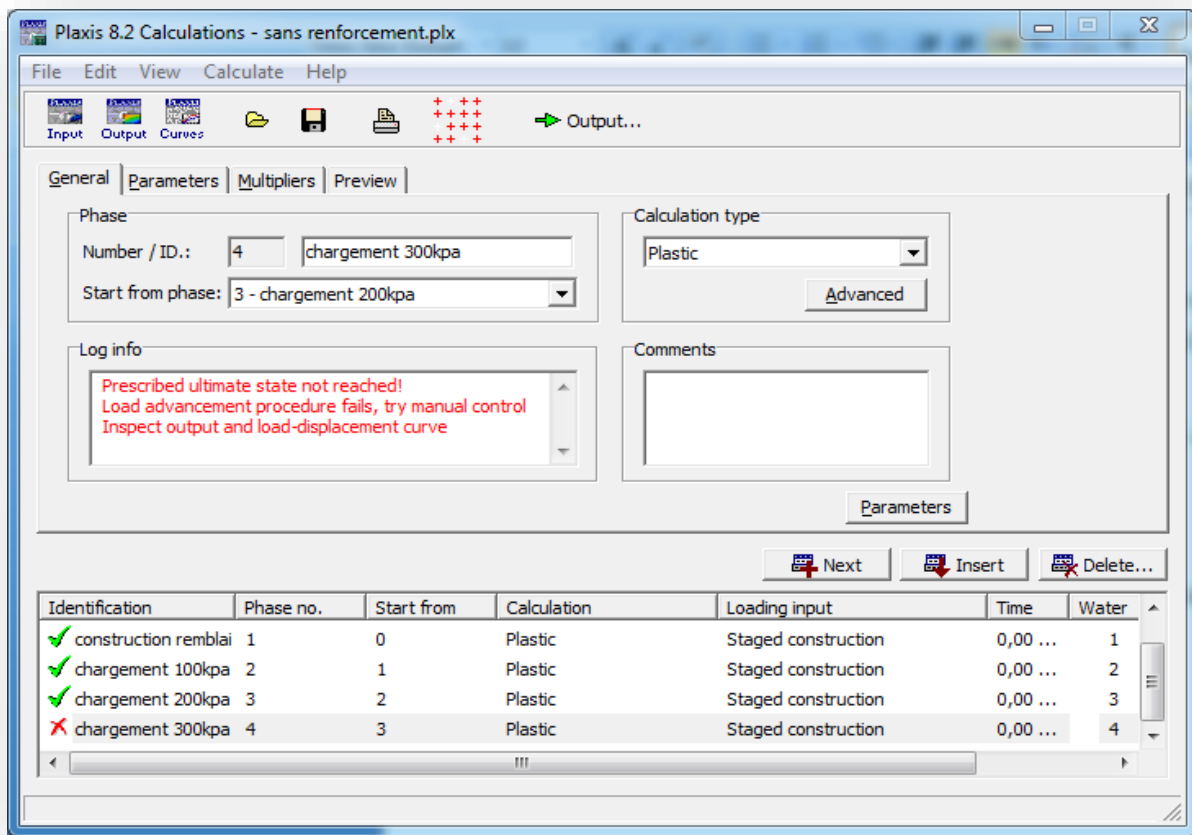


Figure IV.6 : Les phases de calcul.

IV.3.1.6. Résultats de la modélisation numérique :

La figure IV.7 présente les déplacements totaux de modèle étudié « $U_{tot} = 223,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ ».

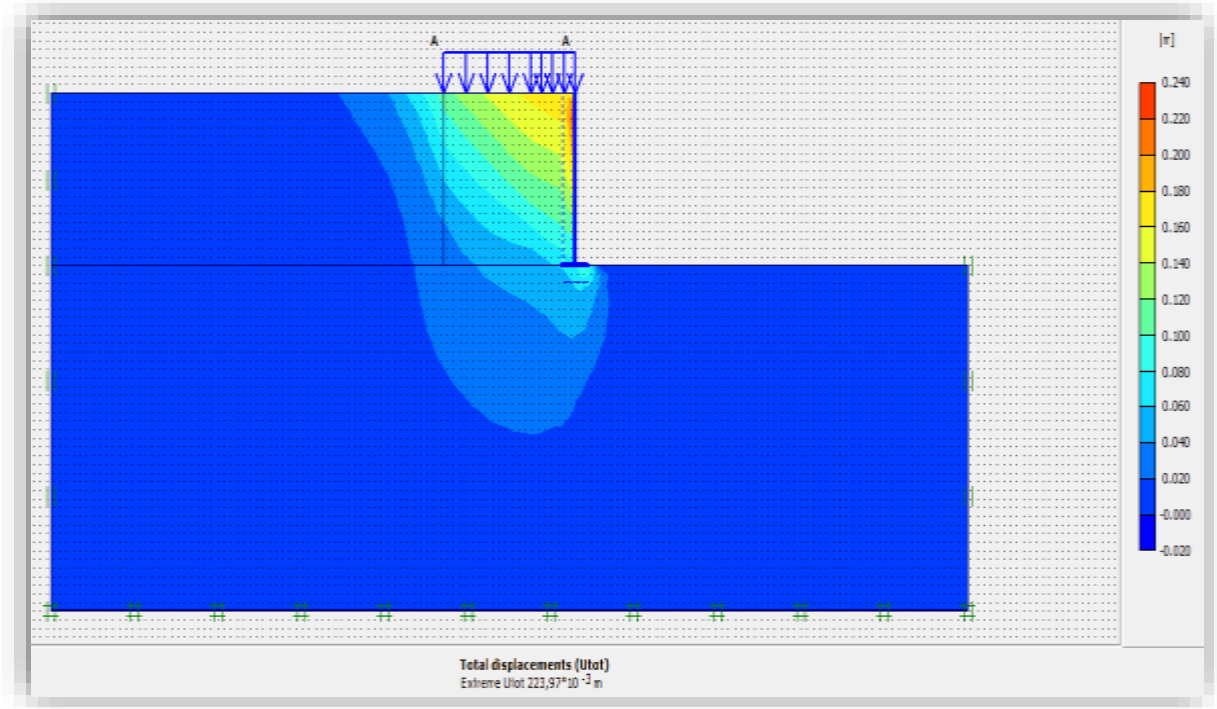


Figure IV.7 : Déplacement totale de sol sans renforcement.

La figure IV.8 présente les contraintes totales de modèle étudié « $\sigma_{tot} = -735,41 \text{ KN/m}^2$ ».

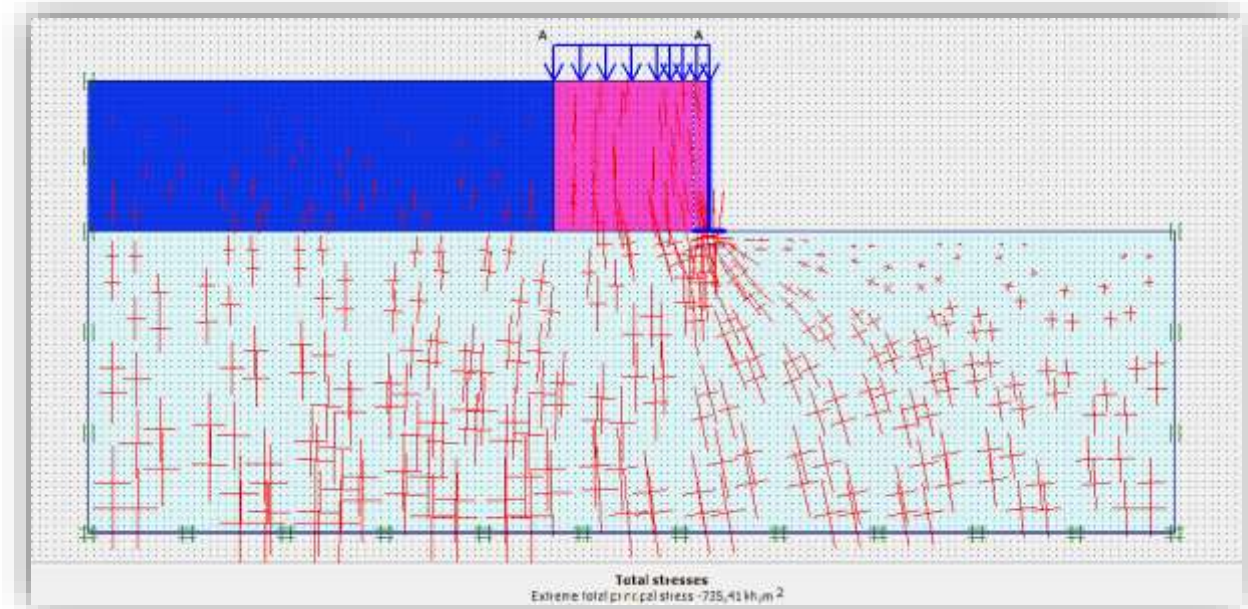


Figure IV.8 : Contrainte totale de sol sans renforcer.

Le mode de rupture dans le cas de sol non renforcé est lié aux mauvaises caractéristiques mécaniques de sol ; ce qui entraîne le glissement de la partie instable du sol (figure IV.7). La

zone de cisaillement maximale est localisée en haut du remblai et forme un angle de 40° par rapport à l'horizontal.

IV.3.2. Modélisation avec renforcement (bandes d'armatures métalliques):

La figure IV.9 présente une modélisation d'un sol renforcé avec l'utilisation des bandes d'armatures métalliques.

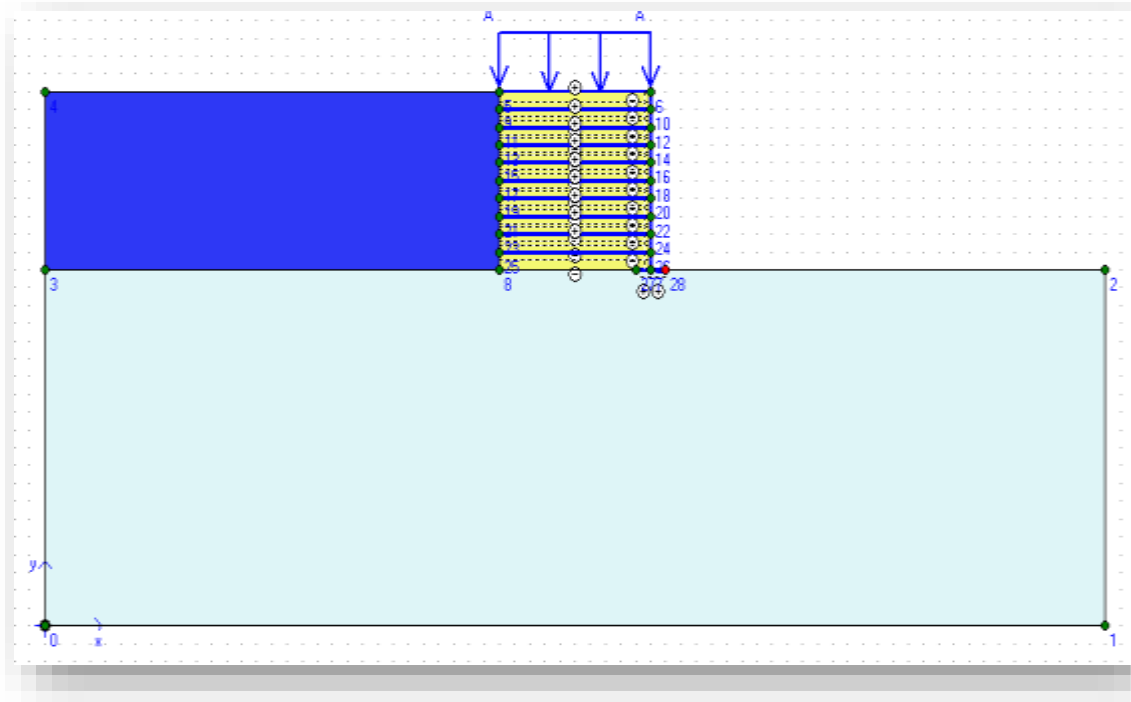


Figure IV.9: Le modèle géométrique de « sol+bandes d'armatures métalliques ».

IV.3.2.1. Génération du maillage :

Le maillage est généré en 2D dans un plan(OXY). Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre ensemble sol + structure est constitué de 189 d'éléments et 1854 de nœud. Le code plaxis effectue les calculs des contraintes sur 2268 Points.

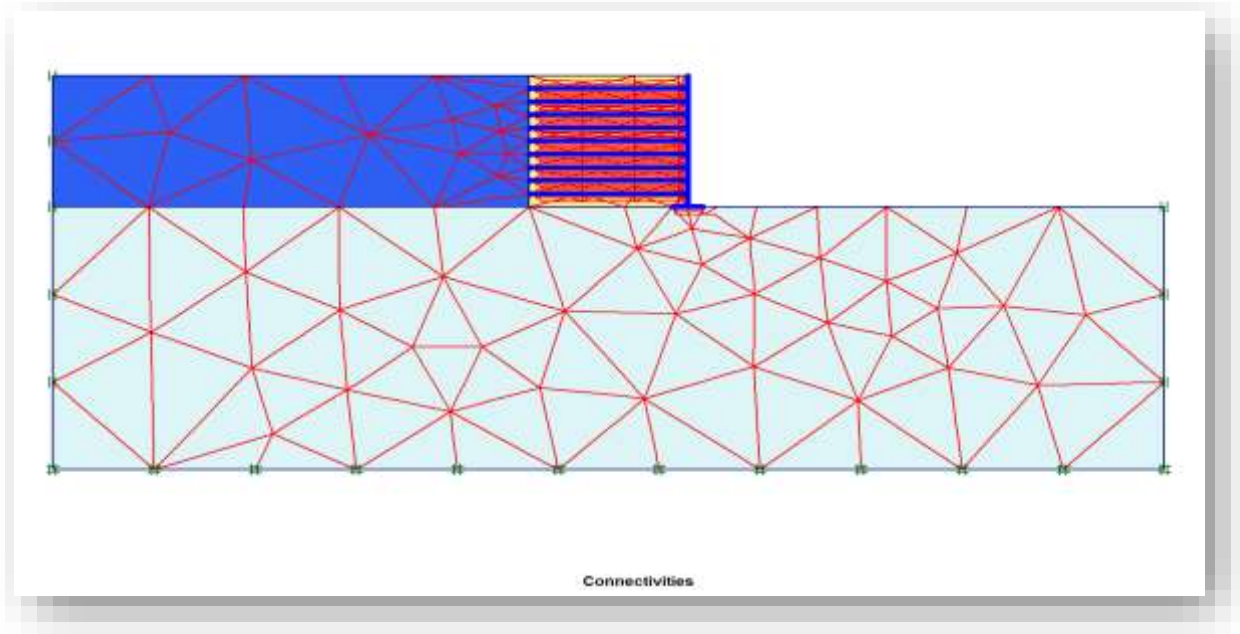


Figure IV.10: Génération du maillage en 2D.

IV.3.2.2. Les phases de calcul :

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol+structure, on lance le sous programme « plaxis calculation » [Annexe 1] : les calculs se font selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement (Figure IV.11).

Phase 1 : initiale phase.

Phase 2 : construction de remblai (mise en place de la couche de remblai, de sol renforcé, la mise en place de toutes les armatures métalliques de renforcement, le mur de soutènement et la semelle).

Phase 3 : chargement 100 kpa.

Phase 4 : chargement 200 kpa.

Phase 5 : chargement 300 kpa.

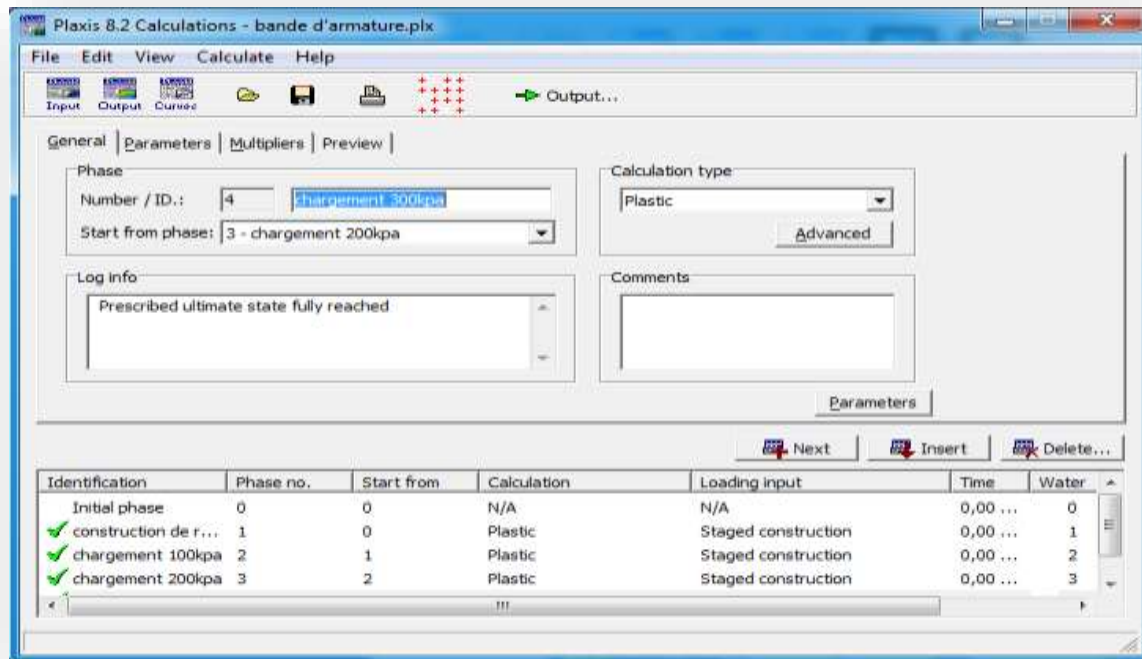


Figure. IV.11 : Les phases de calcul.

IV.3.2.3. Résultats de la modélisation numérique :

La figure IV.12 présente les déplacements totaux de modèle étudié « $U_{tot} = 195,72 \cdot 10^{-3}$ m ».

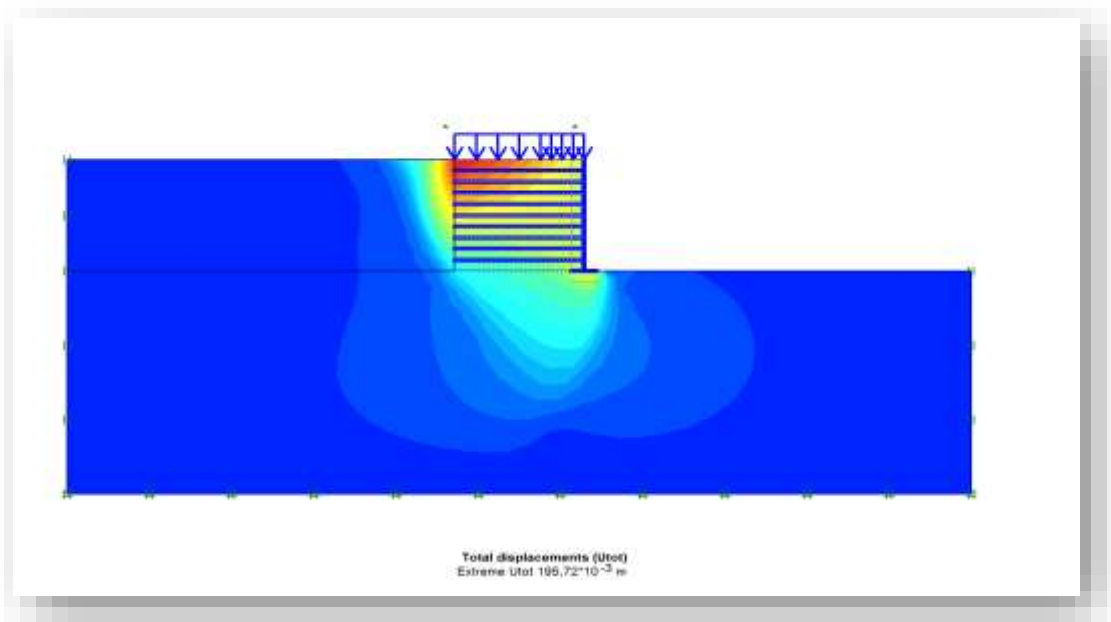


Figure IV.12 : Déplacement totale de sol renforcé par bande d'armature métallique.

La figure IV.13 présente les contraintes totales de modèle étudié « $\sigma_{tot} = -1,00 \cdot 10^3$ KN/m² ».

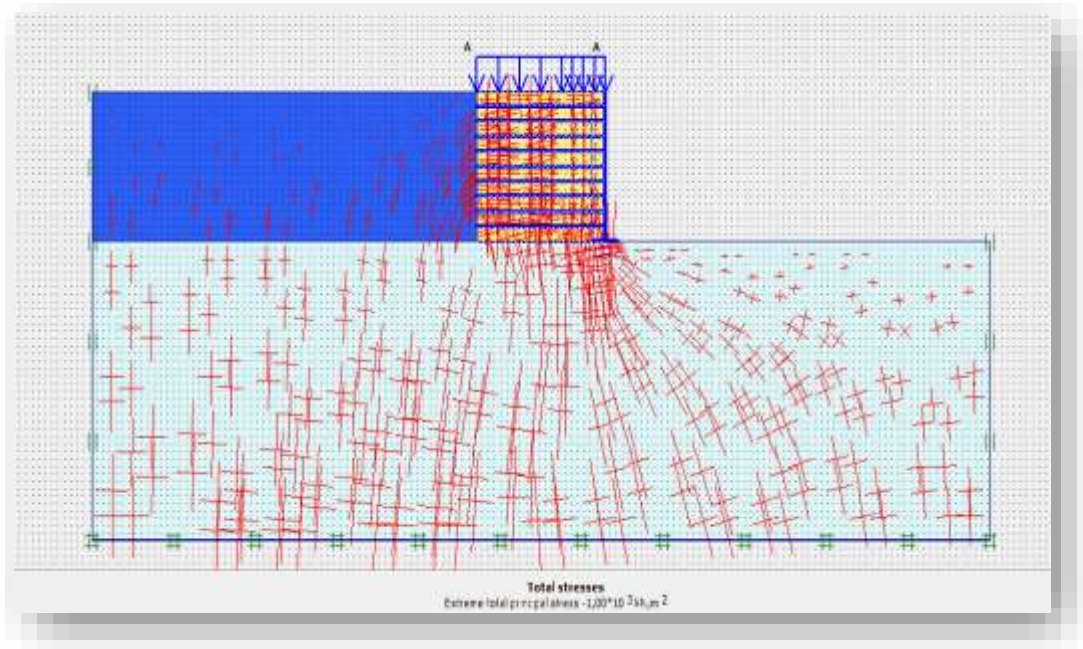


Figure IV.13 : Contrainte totale de sol renforcé par bande d'armature métallique.

Le mode de rupture dans le cas de sol renforcé à l'armature métallique est lié au défaut d'adhérence entre le sol et le renforcement; ce qui entraîne le glissement de la partie instable du sol (figure IV.13). La zone de cisaillement maximale est observée dans deux zones du modèle :

- La première zone est localisée en bas du remblai renforcé (entre le premier et le sixième niveau de renforcement) et forme un angle de 35° par rapport à l'horizontal.
- La deuxième zone est localisée à l'extrémité des bandes d'armature métalliques à l'interface entre le remblai renforcé et le remblai général.

IV.3.3. Modélisation avec renforcement par géotextile :

Dans cette partie on fait la modélisation du sol renforcé avec des géotextiles de **1 m** à la mise en place d'un soutènement et d'une semelle.

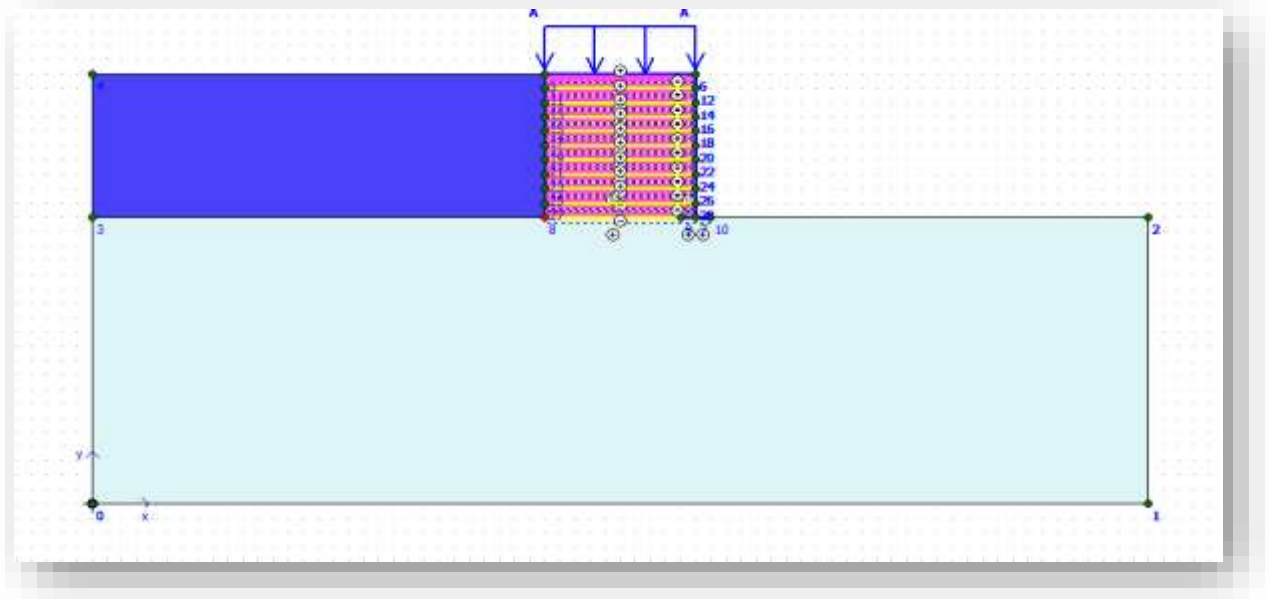


Figure IV.14 : Le modèle géométrique « *sol+géotextile* ».

IV.3.3.1. Génération du maillage :

Le maillage est généré en 2D dans un plan(OXY), Le maillage se fait par des éléments à 15 nœuds. Le maillage de notre ensemble sol + structure est constitué 203 d'éléments et 1959 de nœud. Le logiciel effectue les calculs des contraintes sur 2436 Points.

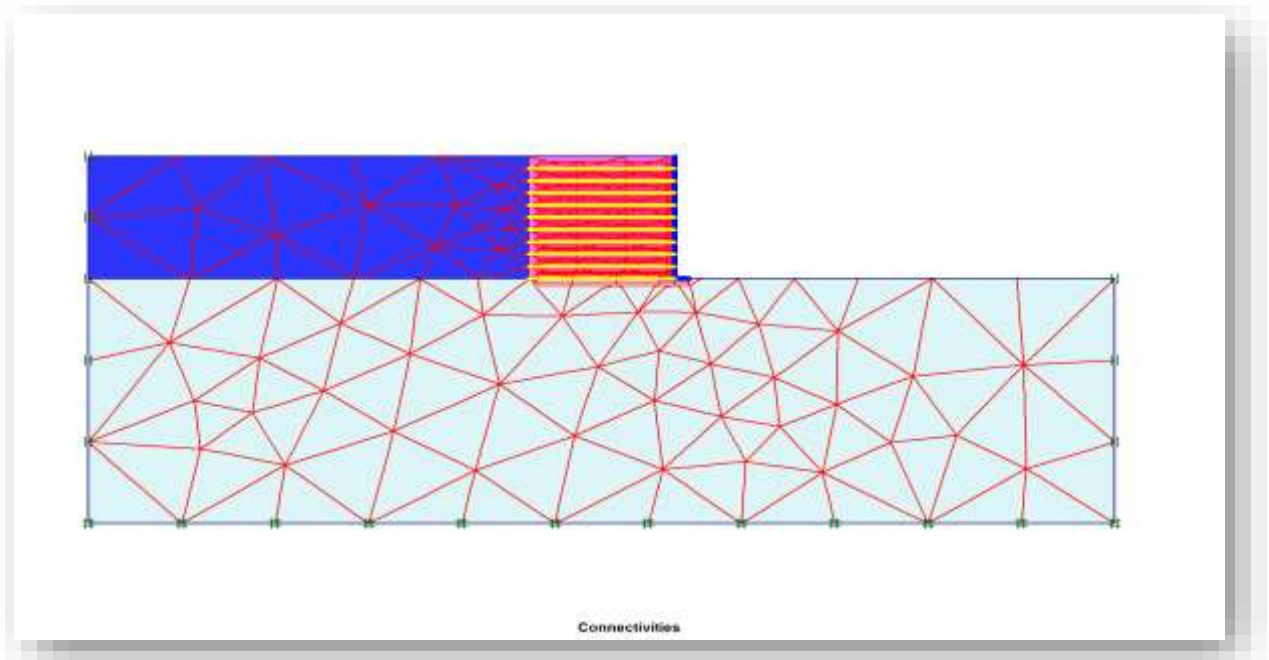


Figure IV.15 : Génération du maillage en 2D.

IV.3.3.2. Les phases de calcul :

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol+structure, on lance le sous programme « plaxis calculation » [Annexe 1]: les calculs se fait selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement (Figure IV.16).

Phase 1 : initiale phase.

Phase 2 : construction de remblai (mise en place de la couche de remblai, de sol renforcé, la mise en place de toutes les géotextiles de renforcement, le mur de soutènement et la semelle).

Phase 3 : chargement 100 Kpa.

Phase 4 : chargement 200 Kpa.

Phase 5 : chargement 300 Kpa.

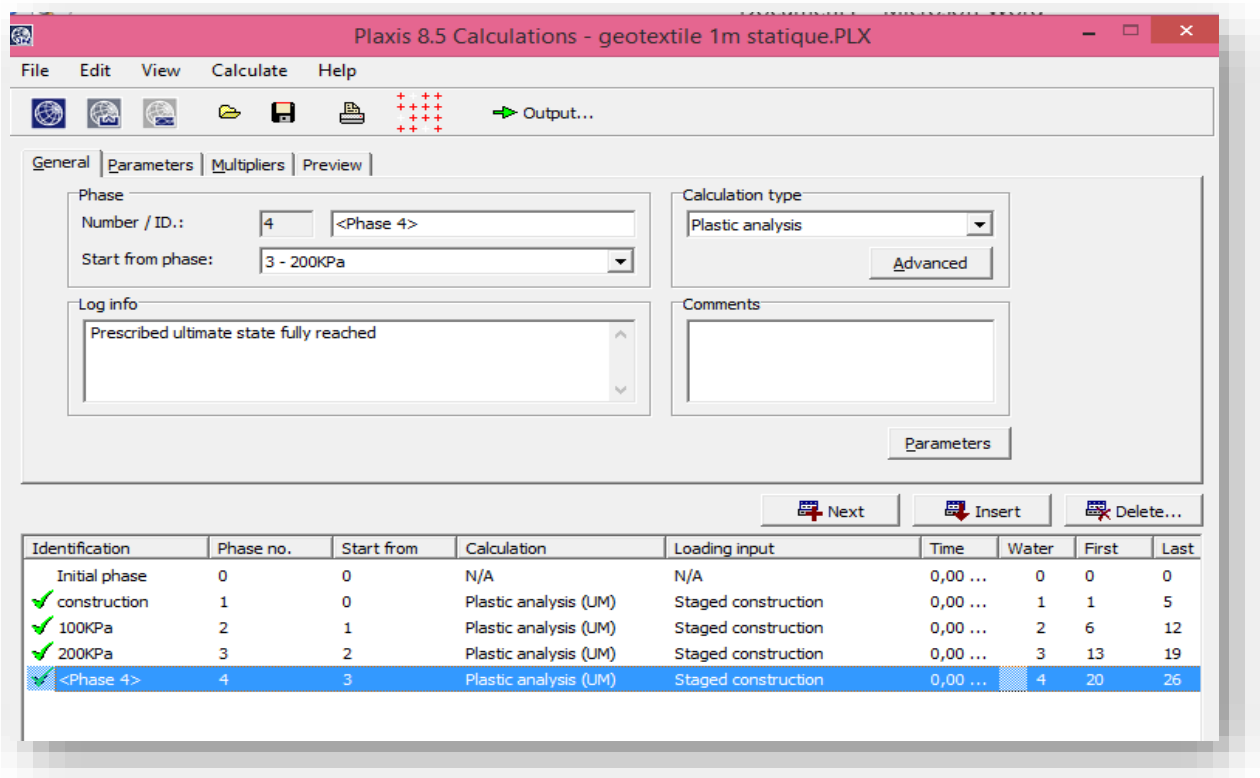


Figure. IV.16 : Les phases de calcul.

IV.3.3.3. Résultats de la modélisation numérique :

La figure IV.17 présente les déplacements totaux de modèle étudié $U_{tot} = 257,40 \cdot 10^{-3}$ m.

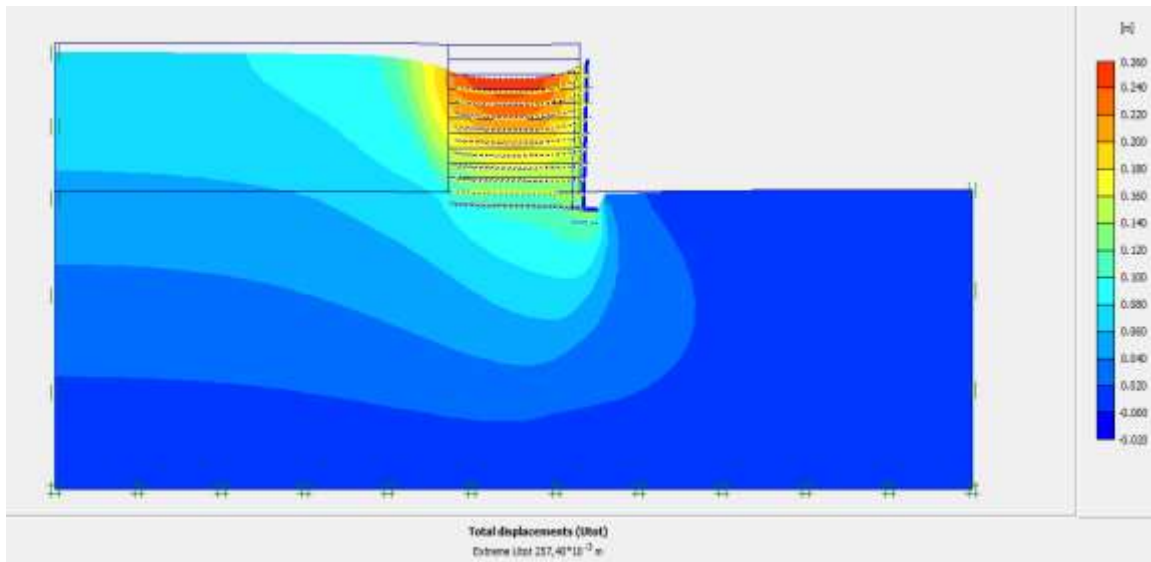


Figure IV.17 : Déplacement totaux de sol renforcé par géotextile.

. La figure IV.18 présente les contraintes totales de modèle étudié « $\sigma_{\text{tot}} = -1,05 \cdot 10^3$ KN/m² ».

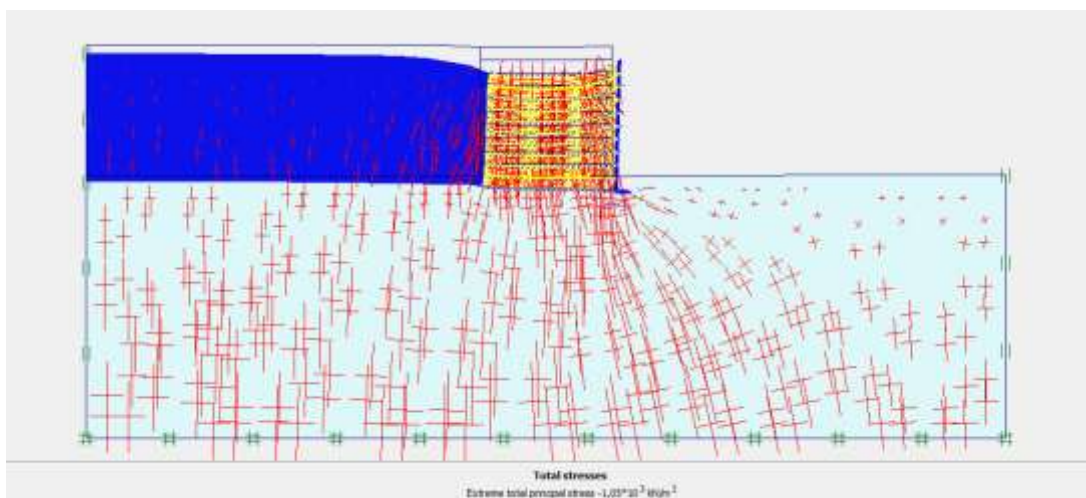


Figure IV.18 : Contrainte totale de sol renforcé par géotextile.

Le mode de rupture dans le cas de sol renforcé au géotextile est lié à la capacité de géotextile donc permettent des déformations plus importantes du mur avant la rupture; ce qui entraîne le glissement de la partie instable du sol (figure IV.18). La zone de cisaillement maximale est observée dans deux zones du modèle :

- La première zone est localisée en bas du remblai renforcé (entre le premier et le sixième niveau de renforcement) et forme un angle de 35° par rapport à l'horizontal.
- La deuxième zone est localisée au milieu des géotextiles.

IV.3.4. Les résultats au niveau du mur de soutènement en cas statique :

Les résultats de calcul résumés dans le tableau IV.3 [Annexe 2] :

Tableau IV.3 : Les résultats du mur de soutènement en cas statique.

		Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Effort Normal (KN)	déplacement (cm)
sans renforcement	voile	292,36	-112,15	-773	25,6
	semelle	-327,96	590,15	118,47	9,897
avec armature	voile	-4350	-655,81	-2490	11,92
	semelle	-649,67	-1050	73,72	11,94
	armature 29m	-1820	1020	183,82	19,1
	armature 28m	-1080	425,31	84,09	17,8
	armature 27m	-769,97	294,19	-84,91	16,4
	armature 26m	-561,13	229	-93,93	15
	armature 25m	-378,2	175,28	-94,58	13,6
	armature 24m	-176,36	119,42	104,69	12,2
	armature 23m	110,42	-30,3	110,24	11,94
	armature 22m	552,98	-178,87	139,06	11,94
	armature 21m	1540	-696,93	686,21	11,91
avec géotextile	voile	764,3	340,74	1240	14,1
	semelle	470,71	693,54	122,78	13,4
	géotextile 29m	-	-	396,15	24,7
	géotextile 28m	-	-	215,84	23,262
	géotextile 27m	-	-	114,36	21,954
	géotextile 26m	-	-	96,96	20,439
	géotextile 25m	-	-	96,75	18,899
	géotextile 24m	-	-	101,47	17,336
	géotextile 23m	-	-	109,84	15,744
	géotextile 22m	-	-	133,61	14,107
	géotextile 21m	-	-	215,72	13,22
géotextile 20m	-	-	215,72	12,5	

La figure ci-dessous présente un histogramme de déplacement au niveau du voile dans les différents cas de remblai étudié (sans renforcement, avec armature métallique, avec géotextile).

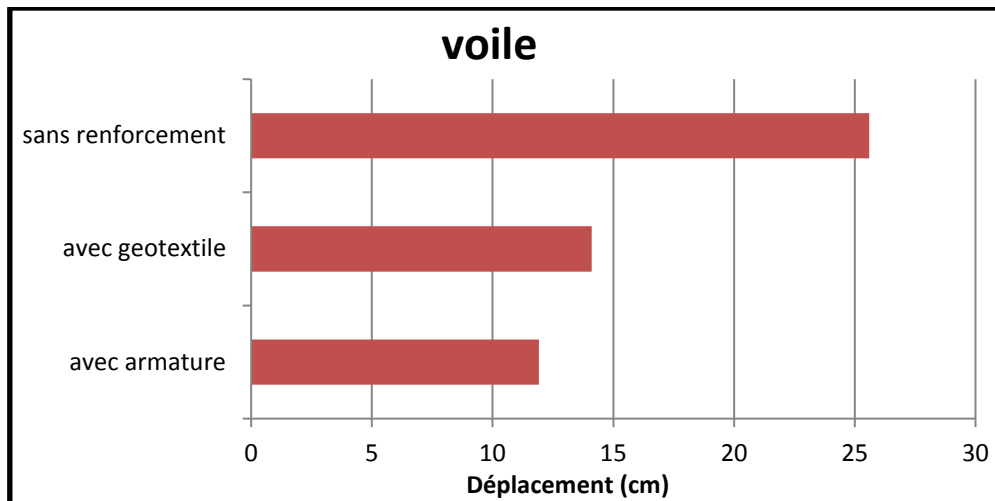


Figure IV.19 : Le déplacement au niveau du voile.

D'après la figure IV.19, On remarque que le déplacement en cas du sol sans renforcement a une valeur de 25,6 cm et avec bande d'armature métallique 11,92 cm ; c'est-à-dire une diminution de 53,44% par rapport au modèle de référence. Donc la réduction du tassement au niveau du voile de mur dans les sols renforcés par des géotextiles est moins importante par rapport aux bandes métalliques.

La figure ci-dessous présente un histogramme de déplacement au niveau de la semelle dans les différents cas de remblai étudié (sans renforcement, avec armature métallique, avec géotextile).

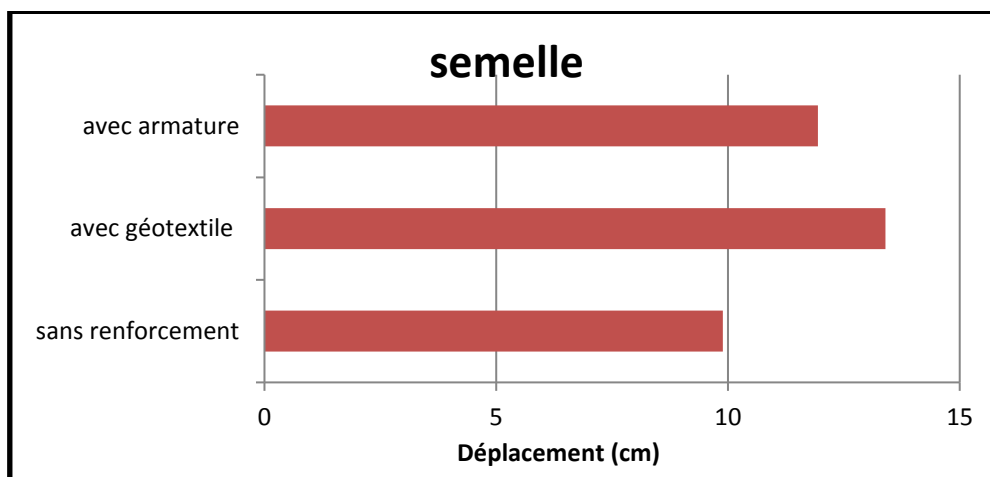


Figure IV.20 : Le déplacement au niveau de la semelle.

Les déplacements observés pour la semelle de mur renforcé par des géotextiles sont plus élevés que ceux observés dans les autres cas (figure IV.20),

Le déplacement en fonction des différents modes de renforcement est représenté à la figure suivante :

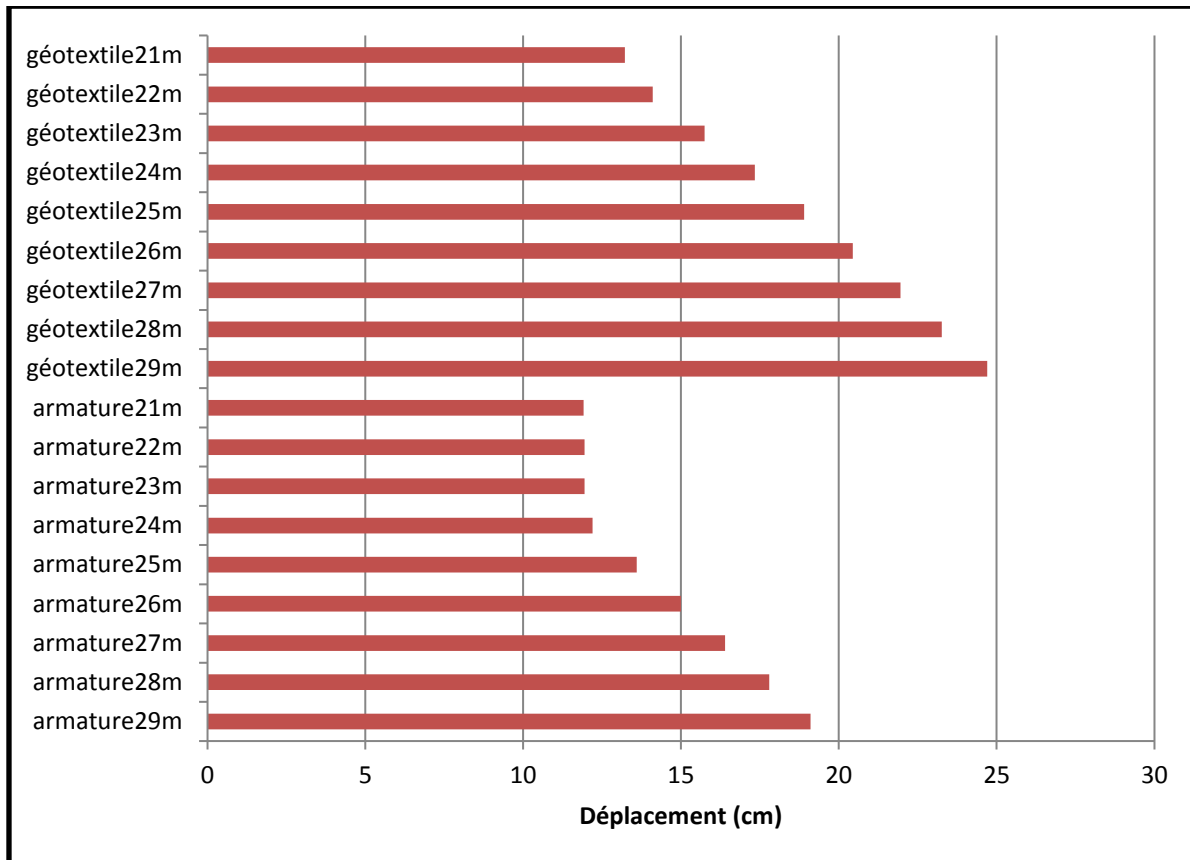


Figure IV.21 : Le déplacement au niveau d'armature métallique et géotextile.

D'après la figure IV.21, On observe que le déplacement au niveau du géotextile de 21 m a une valeur minimale 13,22cm ; cependant au niveau d'armature métallique de 21m, le déplacement est de 11,91cm.

On conclu que les bandes d'armatures métalliques sont la meilleur solution pour le renforcement du sol en cas de chargement statique.

IV.3.5. Les résultats au niveau du remblai étudié en cas statique :

On choisir un point A (35 ; 25) pour chaque modèle de renforcement étudié (armature métallique et géotextile) et sans renforcement.

La figure ci-dessous présente le chemin des contraintes totales (variation des contraintes déviatoriques « q » en fonction des contraintes moyennes « p »).

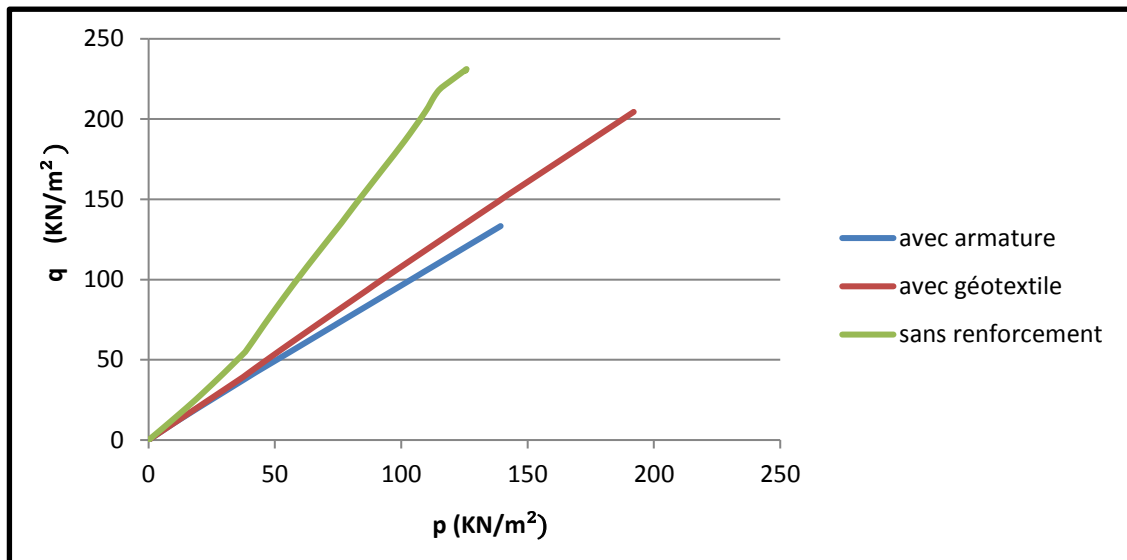


Figure IV.22 : chemin des contraintes totales (q) et (p).

La figure IV.22, On observe que le chemin des contraintes en cas du sol sans renforcement a un pic de 231 KN/m² puis il diminue (on rencontre une rupture dans la modélisation numérique) ; cependant dans les deux autres courbes on observe qu'il n'y a aucun pic (courbe linéaire). La contrainte de sol est plus petites lors d'utilisation d'armature métallique 133 KN/m², diminution de 42 % par rapport au modèle de référence.

On conclut que les renforcements influent directement sur le chemin des contraintes et que le renforcement avec l'utilisation des bandes d'armature métallique est la meilleure solution en cas de chargement statique.

IV.4.Modélisation en cas de chargement dynamique :

IV.4.1. Présentation :

La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être représentée par une force ou une accélération variable en fonction du temps.

Dans la programme Input; il faut spécifier quel est le système de chargement qu'on va choisir pour représenter l'action dynamique par l'option de (Set dynamic load system). Dans le programme de calcul on peut traiter la charge dynamique de plusieurs façons (harmonique ou arbitraire; on peut même modéliser un séisme réel).

Un calcul dynamique sous le séisme réel existant dans la bibliothèque du logiciel d'une magnitude de 5.4 et un pic de -239.90 cm/s^2 (figure IV.23).

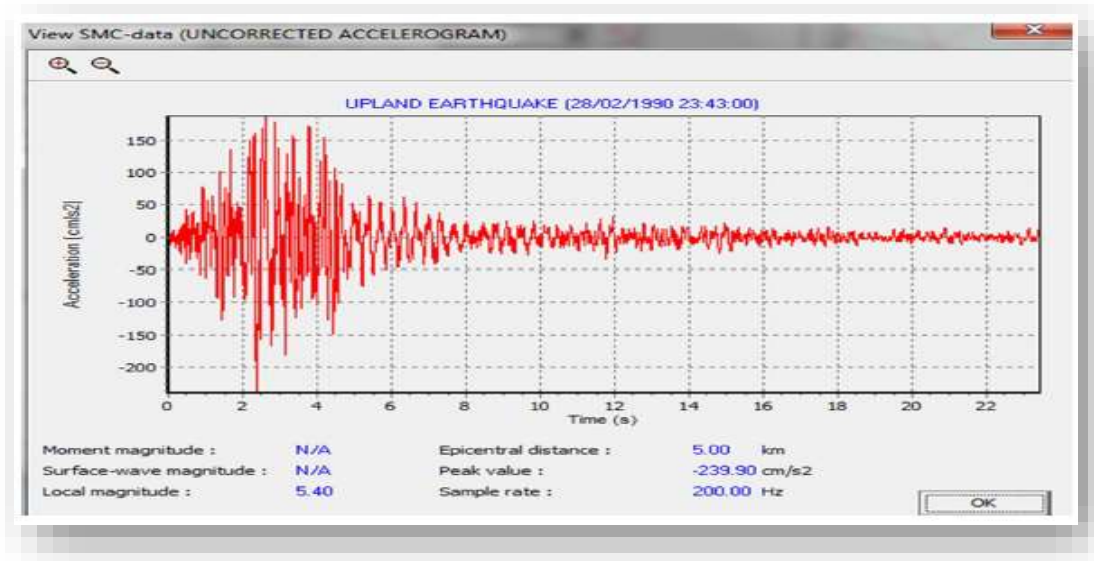


Figure IV.23 : Accélérogramme d'un séisme réel (225.smc).

IV.4.2. Modélisation sans renforcement:

IV.4.2.1. Modèle numérique :

La figure IV.24 présente une modélisation d'un sol sans renforcer.

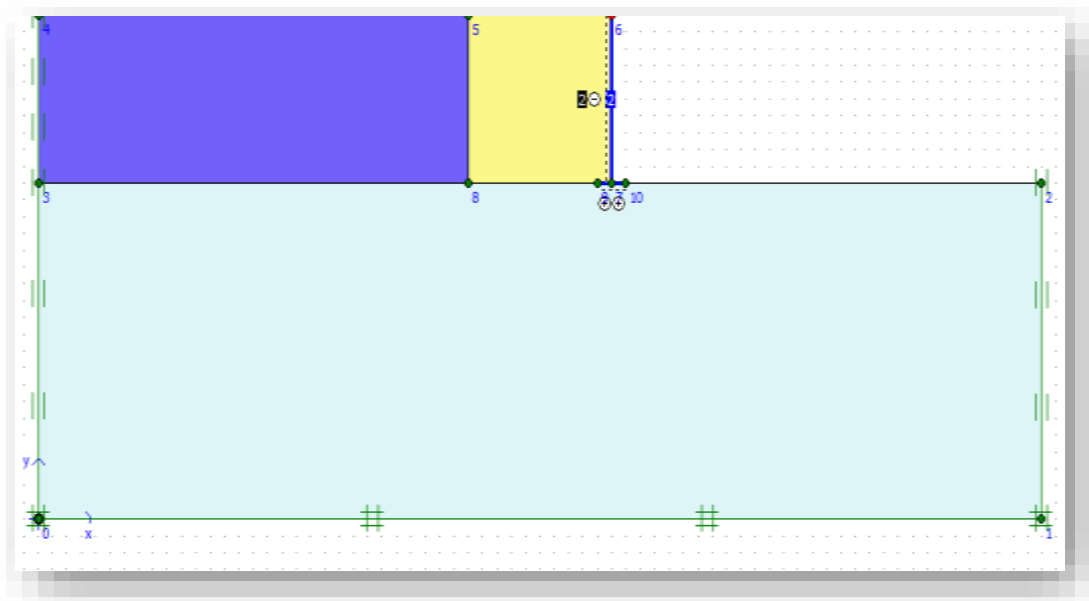


Figure IV.24 : Le modèle géométrique de « sol sans renforcement ».

IV.4.2.2. Les conditions aux limites :

Pour les conditions aux limites, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du modèle et seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux ; On utilise aussi les bandes absorbantes qui permettent d'absorber les incréments des contraintes sur les parois de la surface modélisée pour éviter le phénomène de la réflexion des charges dynamiques .Dans le code Plaxis on peut activer cette option par le choix du (standard absorbent bondaries) du menu charge (figureIV.25).

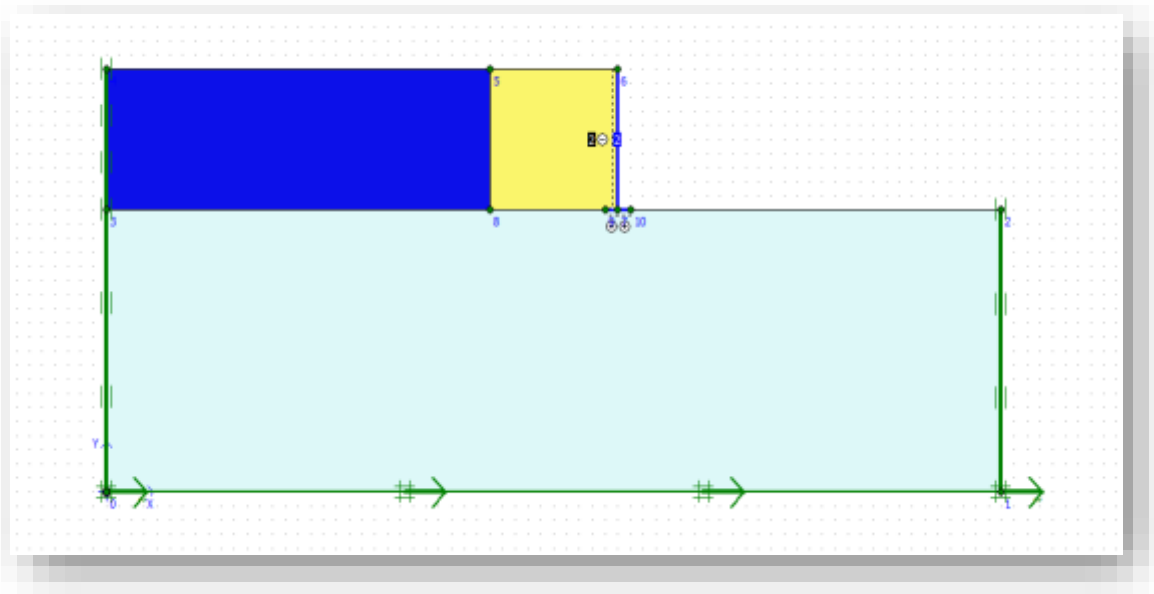


Figure IV.25 : Génération des conditions aux limites.

IV.4.2.3. Les phases de calcul :

Après avoir introduit toutes les paramètres de sol sans renforcé, on lance le sous programme « plaxis calculation » [Annexe 1] : les calculs se fait selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement (Figure IV.26).

Phase 1 : initiale phase.

Phase 2 : construction de remblai (mise en place de la couche de remblai, de sol renforcé, mise en place de mur de soutènement et la semelle.

Phase 3 : application du scénario de séisme.

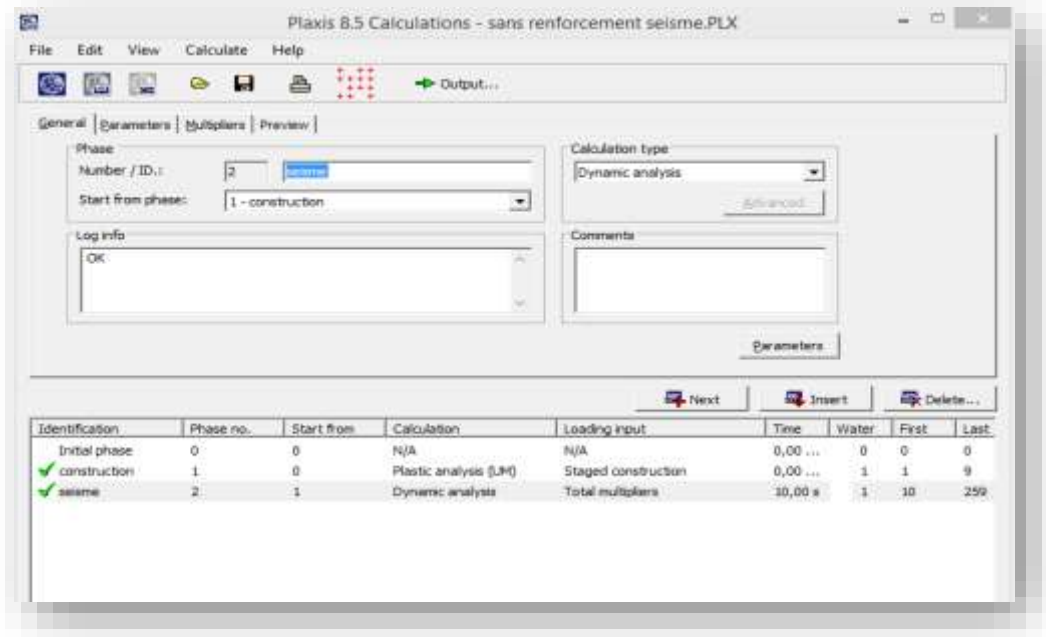


Figure IV.26 : Les phases de calcul.

IV.4.3. Modélisation avec renforcement (bandes d'armatures métalliques):

IV.4.3.1. Modèle numérique :

La figure IV.27 présente une modélisation d'un sol renforcé avec l'utilisation des bandes d'armatures métalliques.

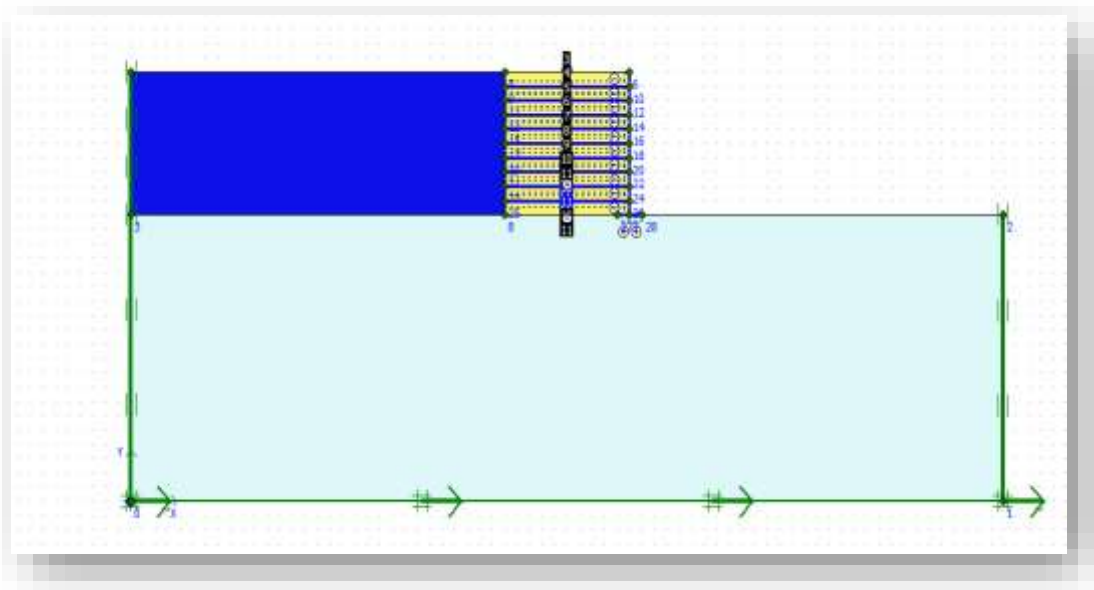


Figure IV.27: Le modèle géométrique de « sol+bandes d'armatures métalliques ».

IV.4.3.2. Les phases de calcul :

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol+structure, on lance le sous programme « plaxis calculation » [Annexe 1]: les calculs se font selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement (Figure IV.28).

Phase 1 : initiale phase.

Phase 2 : construction de remblai (mise en place de la couche de remblai, de sol renforcé, la mise en place de toutes les armatures métalliques de renforcement, le mur de soutènement et la semelle.

Phase 3 : application du scénario de séisme.

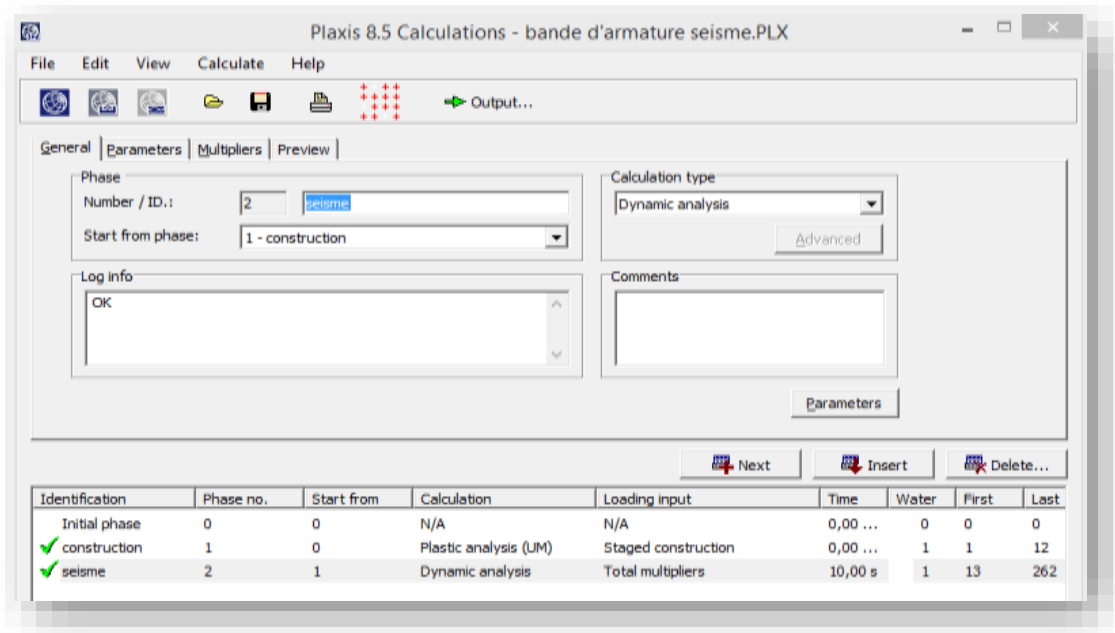


Figure IV.28 : Les phases de calcul.

IV.4.4. Modélisation avec renforcement par géotextile :

IV.4.4.1. Modèle numérique :

Dans cette partie on fait la modélisation du sol renforcé avec des géotextiles de 1m et la mise en place d'un soutènement.

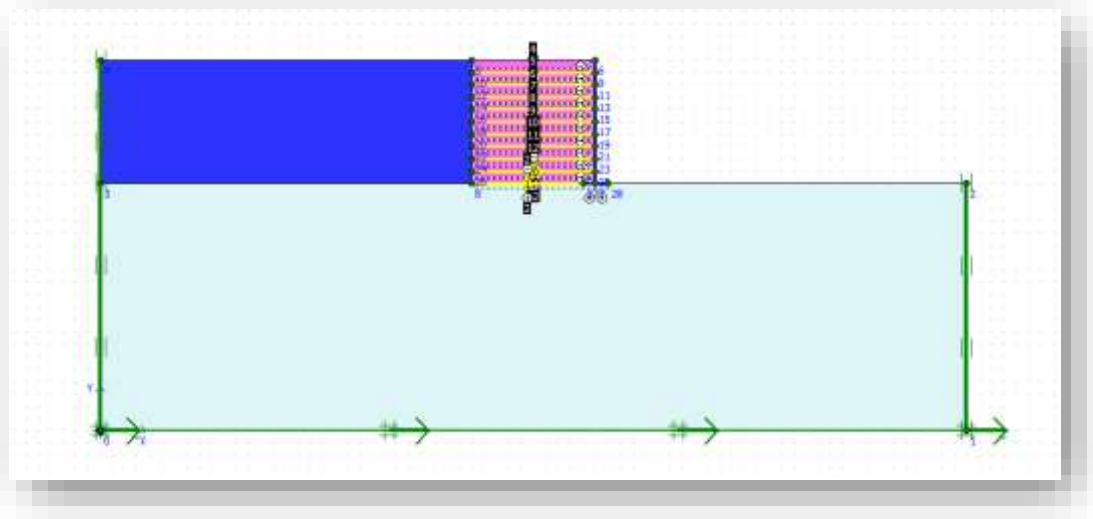


Figure IV.29 : Le modèle géométrique « sol+géotextile ».

IV.4.4.2. Les phases de calcul :

Après avoir introduit toutes les paramètres de l'ensemble sol+structure, on lance le sous programme « plaxis calculation » [Annexe 1] : les calculs se font selon plusieurs phases, chacune représente un pas d'avancement (Figure IV.30).

Phase 1 : initiale phase.

Phase 2 : construction de remblai (mise en place de la couche de remblai, de sol renforcé, la mise en place de toutes les géotextiles de renforcement, le mur de soutènement et la semelle.

Phase 3 : séisme.

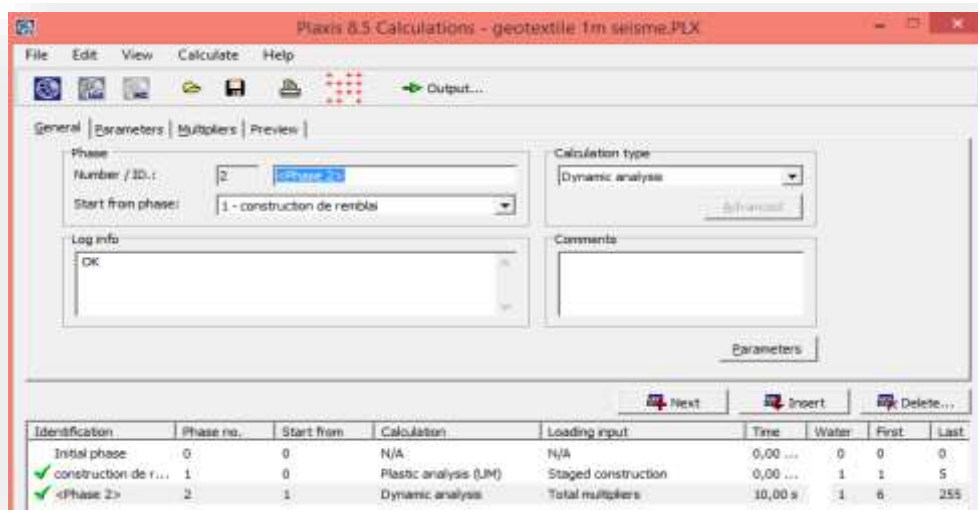


Figure IV.30 : Les phases de calcul.

IV.4.5. Les résultats du mur de soutènement en cas dynamique :

Les résultats de calcul trouvés résumés dans le tableau IV.4 [Annexe 2] :

Tableau IV.4 : Les résultats des structures en ca dynamique.

		Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)	Effort Normal (KN)	déplacement (cm)	accélération (cm/s ²)
sans renforcement	voile	281,06	55,59	213,82	17,80	7,11
	semelle	168,06	308,43	59,99	11,62	7,24
avec armature	voile	4120,00	412,86	1100,00	11,30	11,21
	semelle	254,35	427,40	264,59	10,79	12,23
	armature 29m	2810,00	395,29	161,64	11,24	17,74
	armature 28m	946,71	169,58	185,19	11,19	15,45
	armature 27m	346,98	157,59	173,28	11,13	10,75
	armature 26m	507,36	171,73	79,87	11,08	5,73
	armature 25m	908,19	261,08	104,90	11,03	16,24
	armature 24m	964,09	280,93	174,08	10,98	16,12
	armature 23m	822,51	190,97	95,83	10,93	7,59
	armature 22m	511,18	96,48	91,80	10,88	15,20
	armature 21m	589,19	316,78	436,40	10,83	10,77
avec géotextile	voile	277,36	232,27	314,22	6,85	5,11
	semelle	120,05	196,20	294,27	6,88	5,69
	géotextile 29m	-	-	276,85	5,08	18,21
	géotextile 28m	-	-	190,01	5,31	15,85
	géotextile 27m	-	-	176,90	5,56	26,36
	géotextile 26m	-	-	184,21	5,78	17,07
	géotextile 25m	-	-	169,58	6,00	10,81
	géotextile 24m	-	-	131,22	6,21	14,08
	géotextile 23m	-	-	154,47	6,41	19,90
	géotextile 22m	-	-	129,73	6,62	19,19
	géotextile 21m	-	-	93,48	6,83	19,84
géotextile 20m	-	-	356,97	7,04	20,93	

IV. 4.5.1. Variation de déplacement au niveau du mur:

La figure ci-dessous présente un histogramme de déplacement selon la variation des différents types de renforcement et sans renforcement au niveau du voile

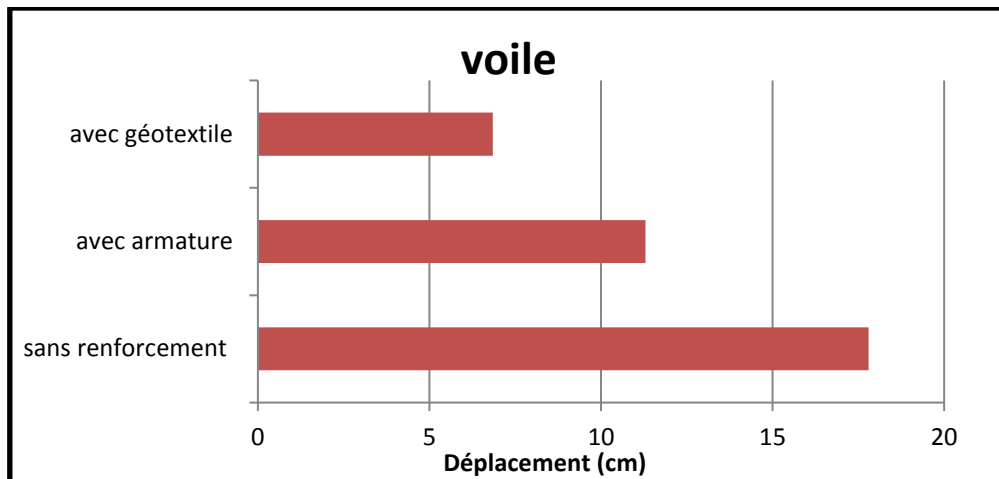


Figure IV.31 : Le déplacement au niveau du voile.

D'après la figure IV.31, On observe que le déplacement en cas du sol sans renforcement a une valeur de 17,8 cm et avec bande de géotextile 11,92 cm ; c'est-à-dire une diminution de 61,52% par rapport au modèle de référence. Donc la réduction du tassement au niveau du voile de mur dans les sols renforcés par des bandes d'armature métallique est moins importante par rapport aux géotextiles.

La figure ci-dessous présente un histogramme de déplacement au niveau de la semelle dans les différents cas de remblai étudié (sans renforcement, avec armature métallique, avec géotextile).

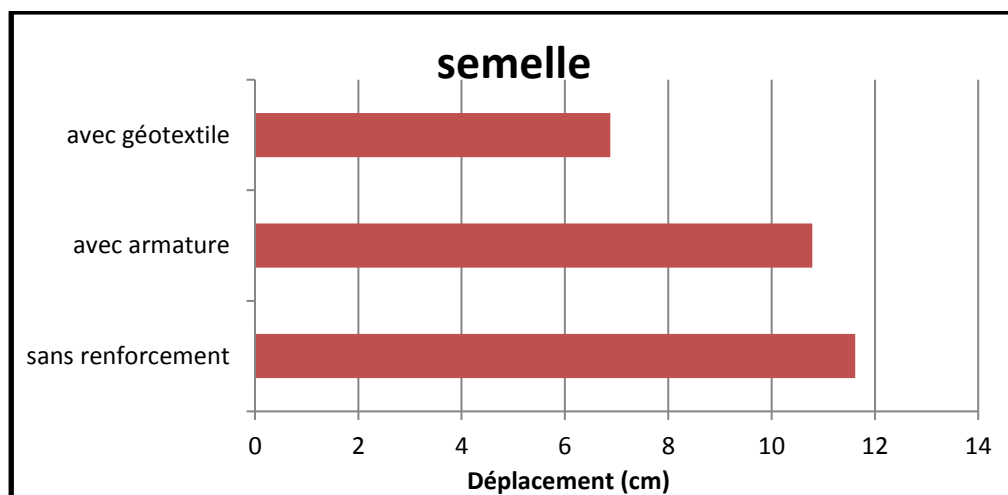


Figure IV.32: Le déplacement au niveau de la semelle.

Les déplacements observés pour la semelle de mur renforcé par des géotextiles sont plus petites que ceux observés dans les autres cas (figure IV.32), diminution d'environ 41 % par rapport au modèle de référence.

Le déplacement au niveau des différents modes de renforcement est représenté à la figure suivante :

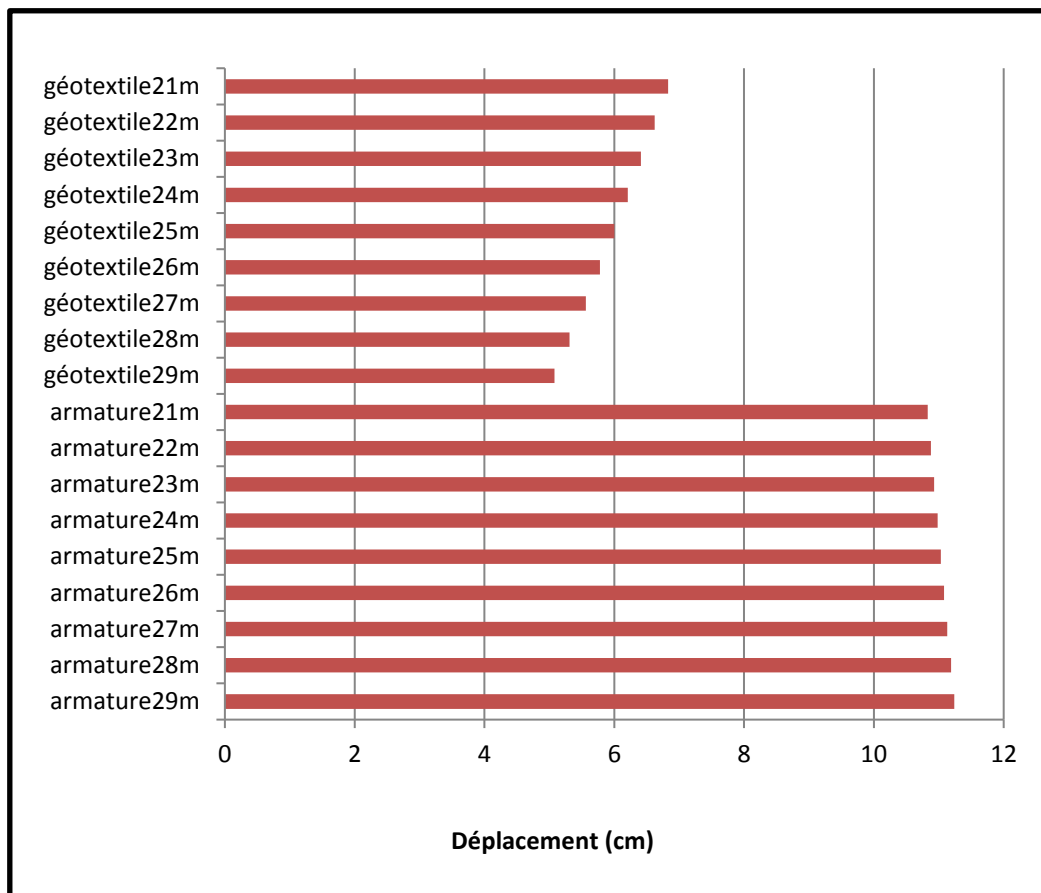


Figure IV.33 : Le déplacement en cas avec armature et avec géotextile.

D'après la figure IV.33, On observe que le déplacement au niveau du géotextile de 29 m a une valeur minimale 5.08 cm ; cependant au niveau d'armature métallique de 21m, le déplacement est de 10,83 cm.

On conclut que les bandes de géotextile ont une bonne influence sur le sol étudié par rapport aux bandes d'armatures métalliques.

IV.4.5.2. Variation de l'accélération au niveau du mur:

La figure ci-dessous présente l'accélération dynamique au niveau de voile dans les différents cas étudiés (sans renforcement, avec armature métallique, avec géotextile).

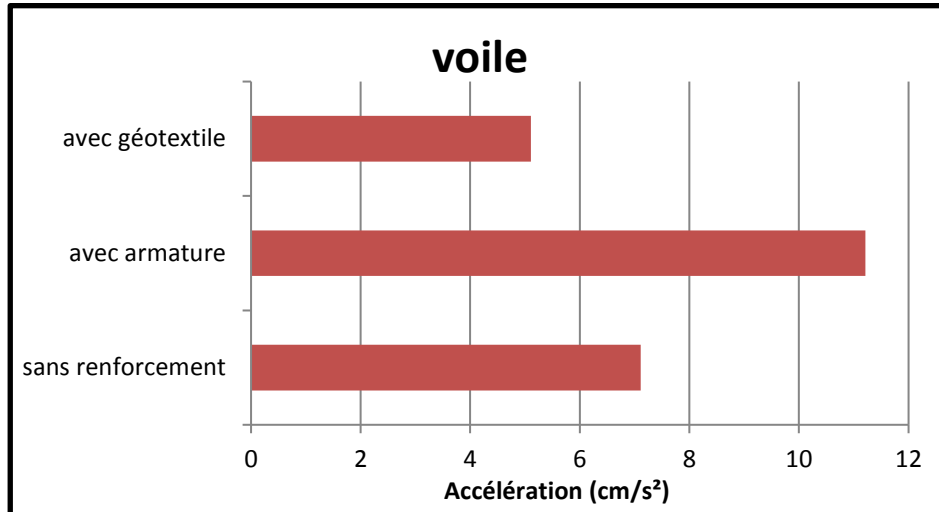


Figure IV.34: L'accélération en cas voile.

D'après la figure IV.34: On observe que l'accélération en cas de voile du sol avec géotextile est donnée par la valeur 5.11 cm/s², et l'écart entre les deux valeurs de l'accélération du sol avec géotextile et avec armature 54.4%.

La figure ci-dessous présente l'accélération dynamique au niveau de la semelle pour les différents cas étudiés (sans renforcement, avec armature métallique, avec géotextile).

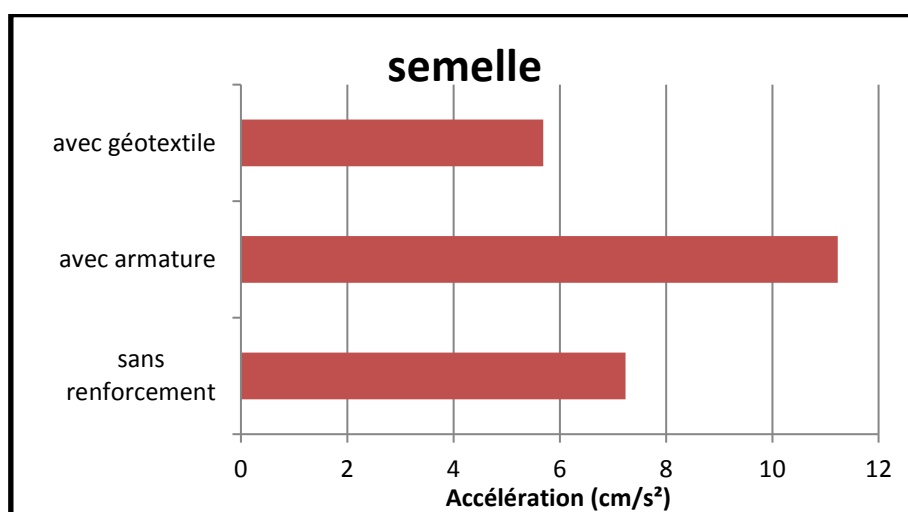


Figure IV.35: L'accélération en cas semelle.

D'après la figure IV.35, On observe que l'accélération en cas de semelle du sol avec géotextile est donnée par la valeur 5.69 cm/s² et l'écart entre les deux valeurs de l'accélération du sol avec armature et avec géotextile 49.33%

La figure ci-dessous présente un histogramme d'accélération dynamique au niveau des différents renforcements étudiés.

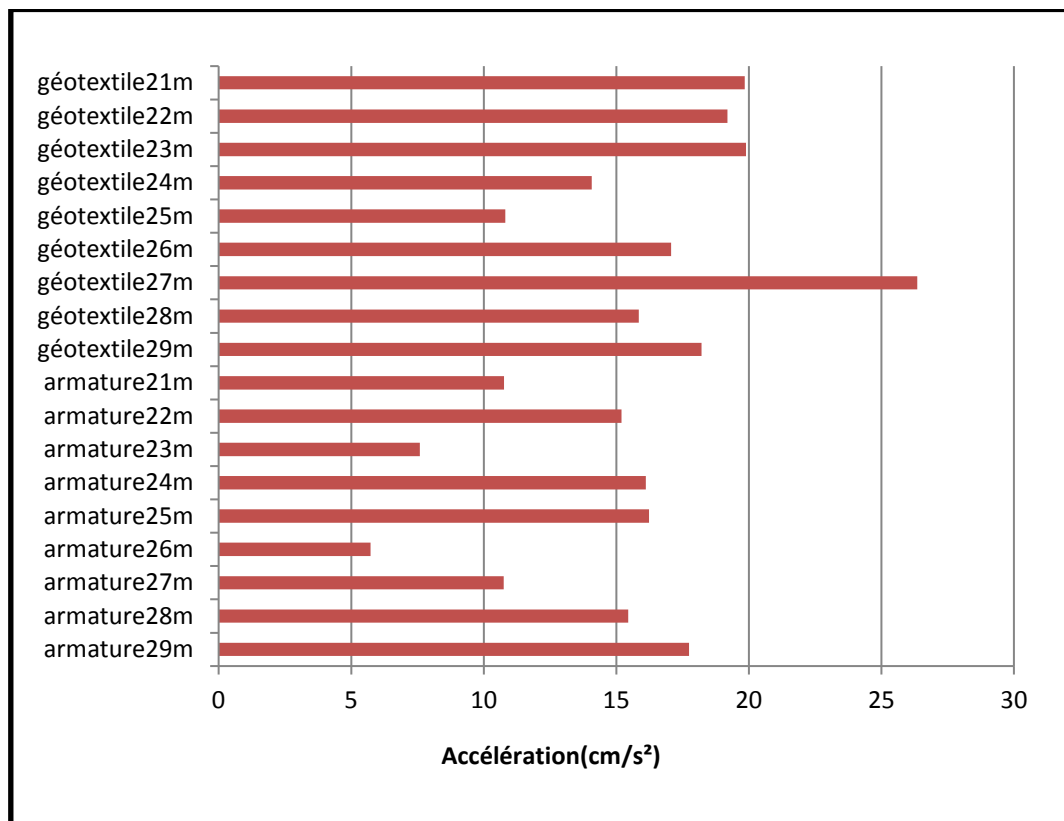


Figure IV.36 : L'accélération au niveau des différents renforcements étudiés.

D'après la figure IV.36, On observe que l'accélération au niveau du géotextile de 25 m a une valeur minimale de 10.81 cm/s²; Cependant au niveau d'armature métallique de 26m, l'accélération est de 5,73 cm/s².

IV.4.5.3. Variation de déplacement au niveau du sol renforcé :

On choisit un point A (35 ; 25) pour chaque modèle avec renforcement (armature métallique et géotextile) et sans renforcement.

La figure ci-dessous présente la variation de déplacement en fonction de temps.

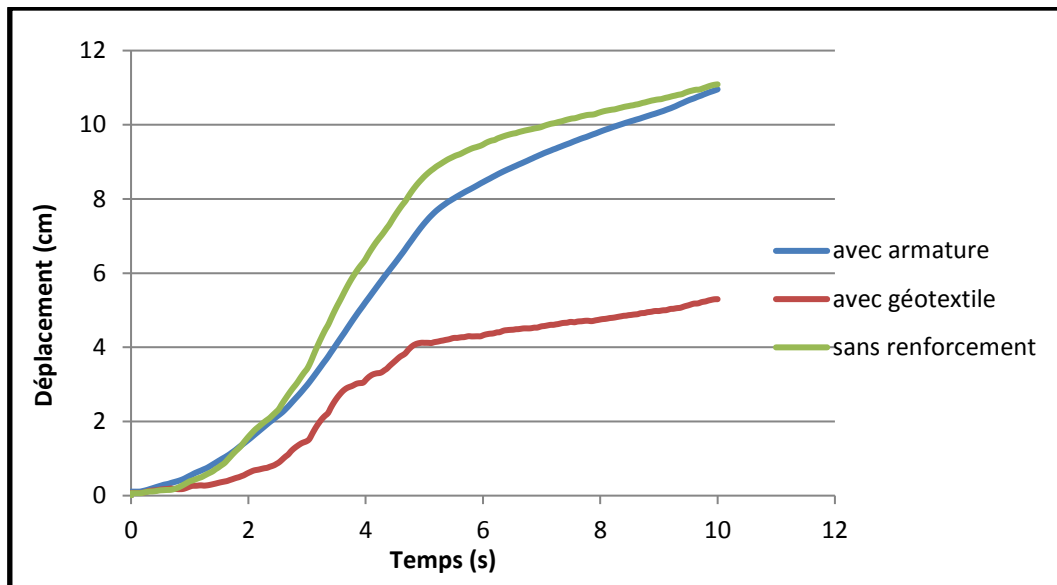


Figure IV.37 : Courbe déplacement / temps.

La figure IV.37, On remarque que le déplacement dans les deux cas du sol : sans renforcement et avec armature métallique presque la même valeur maximale 11 cm. Cependant avec le géotextile, les déplacements sont plus petits par rapport aux autres cas (5,30 cm), diminution d'environ 48%.

La figure ci-dessous présente la variation d'accélération en fonction de temps.

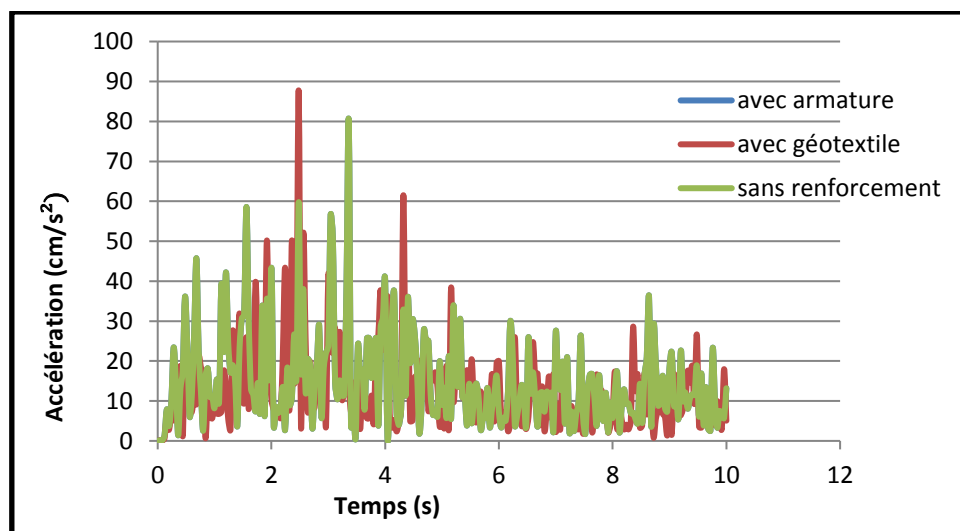


Figure IV.38 : Courbe de l'accélération / temps.

La figure IV.38, On remarque que l'accélération en cas du sol sans renforcement et avec armature métallique presque la même valeur maximale 13,2 cm/s² ; Cependant pour le sol renforcé en géotextile l'accélération est de 5,07 cm/s² (diminution de 38%).

La figure ci-dessous est représentée la variation de force dynamique en fonction de temps.

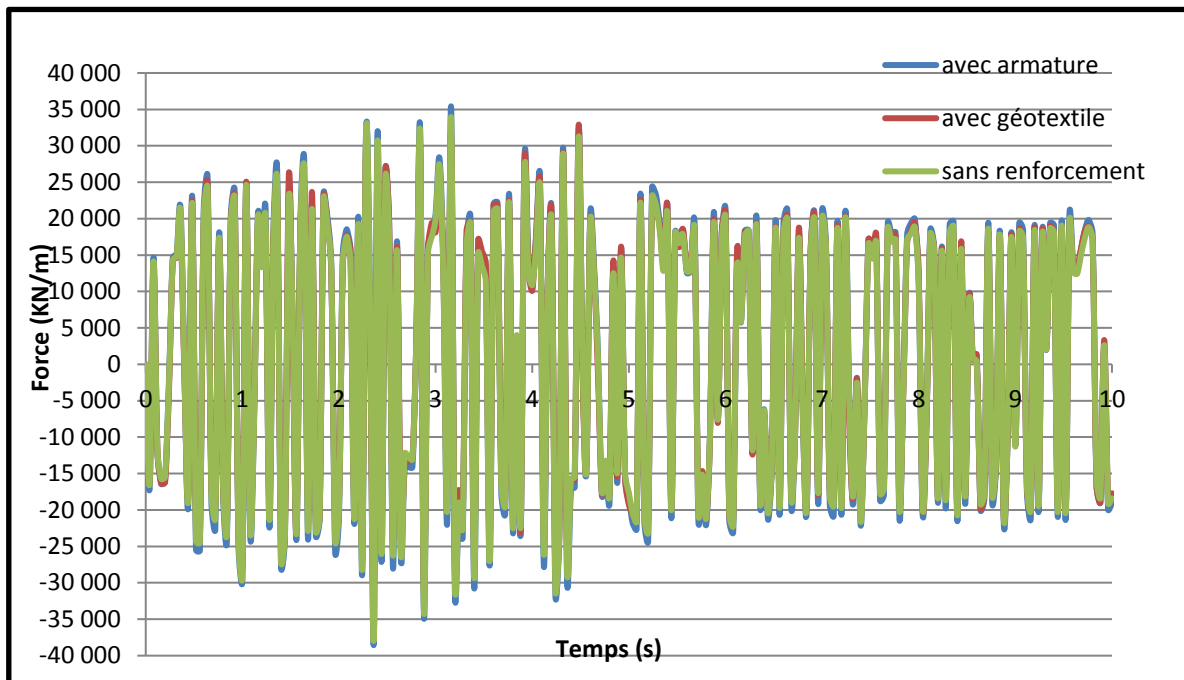


Figure IV.39 : Courbe de force / temps.

La figure IV.39, On remarque que la force dynamique en cas du sol sans renforcement a une valeur de -18400 KN/m et avec géotextile -1910 KN/ m (diminutions de 96%).

On conclut que les renforcements influent directement sur le comportement de sol étudié et que le renforcement avec l'utilisation des bandes de géotextile est la meilleure solution en cas de chargement dynamique, l'effet de l'extensibilité des géotextiles est compensé par une grande capacité d'adhérence due à la plus grande surface de frottement.

IV.5.Conclusion :

Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire d'une part, des conclusions intéressantes concernant le comportement des sols renforcés, et d'autre part, de mettre en évidence l'importance de type de renforcement pour les différents cas de chargement.

La première modélisation effectuée en utilisant les deux types de chargement a permis de déduire quelques résultats importants :

- L'utilisation d'armature métallique conduit à des déplacements plus faibles au niveau du mur que les géotextiles dans le cas de chargement statique.

- Au chargement statique, le maximum de déplacement défini par le calcul numérique est localisé au niveau de l'extrémité d'armatures métalliques à l'interaction avec le remblai général, au milieu de géotextile et en haut de voile en cas de sol non renforcé.
- Le chemin des contraintes est varié selon le type de renforcement utilisé.
- L'analyse à chargement statique montre que la rupture se produit par glissement du bloc renforcé dû au défaut d'adhérence au niveau des lits de renforcement situé généralement au milieu du sol renforcé.
- La modélisation de différents types de renforcements à chargement dynamique montre que l'utilisation de géotextile présente une bonne influence sur le comportement de sol renforcé (déplacement et force dynamique) et le mur de soutènement (déplacement et accélération dynamique).

Conclusion générale et perspectives

Conclusion général :

Dans ce travail nous nous sommes intéressés à l'étude du comportement statique et dynamique d'une terre renforcée, et faire une modélisation numérique bidimensionnelle en éléments finis (PLAXIS 2D).

Le code PLAXIS a été utilisé, il est basé sur la méthode des éléments finis cette dernière méthode a connu un développement très important dans les bureaux d'études et centres de recherche en géotechnique.

Cette étude de représentation contient deux parties principales :

- Une partie de présentation des essais de laboratoire, et des types des renforcements des sols, le renforcement par le géotextile et les bandes d'armature métallique (principe et dimensionnement de renforcement), ainsi une présentation des méthodes et mode d'utilisation.

L'étude bibliographique sur le renforcement du sol montre :

- La diversité des techniques de renforcement existantes et que leur choix dépend de caractéristiques des sols et de l'intérêt de l'ouvrage.
- Le renforcement par géotextile et bandes d'armature métallique permet une réduction des déplacements dans le massif de sol.
- Une partie concernant la modélisation bidimensionnelle d'un cas de sol renforcé par géotextile et bandes d'armatures métalliques est élaborée dans le but d'étudier son comportement, le déplacement en fonction du temps et l'accélération en cas dynamique.
- Une analyse statique, fait l'objet d'une comparaison entre le renforcement du sol avec armature métallique et sol avec géotextile.

Les résultats obtenus montrent que les déplacements avec le renforcement de type « bandes d'armature métallique » est diminuée par rapport au renforcement de type « géotextile », on conclut que les bandes d'armature métallique la meilleure solution pour le renforcement du sol.

- Une analyse dynamique, fait l'objet d'une comparaison entre l'armature métallique et géotextile avec une amplitude de séisme de 5.4, on conclue que le géotextile présente un bon renforcement du sol vis-à-vis la diminution des déplacements.
- L'utilisation d'armature métallique conduit à des déplacements plus moins au niveau du mur que les géotextiles dans le cas de chargement statique.
- Au chargement statique, le maximum de déplacement défini par le calcul numérique est localisé au niveau de l'extrémité d'armatures métalliques à l'interaction avec le remblai général, au milieu de géotextile et en haut de voile en cas de sol non renforcé.
- Le chemin des contraintes est varié selon le type de renforcement utilisé.
- L'analyse à chargement statique montre que la rupture se produit par glissement du bloc renforcé dû au défaut d'adhérence au niveau des lits de renforcement situé généralement au milieu du sol renforcé.
- La modélisation de différents types de renforcements à chargement dynamique montre que l'utilisation de géotextile présente une bonne influence sur le comportement de sol renforcé (déplacement et force dynamique) et le mur de soutènement (déplacement et accélération dynamique).

Perspectives :

- Etude des autres types de renforcement (géo-membranes, colonnes ballastées...).
- Renforcement de sol par ajout de la fibre naturelle (Alfa, Sisal fibre de palmier ...).
- Effectuer des autres essais (oédométrique).
- Utilisation de code PLAXIS 3D ou FLAG.
- Utilisation méthode de différence finie.

Références bibliographiques

Références bibliographiques :

[1] **AFNOR, DTU 13.2** (norme expérimentale NF P11-212) : Fondations profondes pour le bâtiment ; Partie 1 : cahier des clauses techniques, **AFNOR**, septembre 1992. Chapitre 8 « Colonnes ballastées ».

[2] **AFNOR, Les granulats [archive]**, Paris, l'Association Française de Normalisation (AFNOR), août 1999, 24 p.

[3] **Alain Bernard, Laurent Peyras, Paul Royet**. « L'essai de cisaillement à la grande boîte de Casagrande : un banc expérimental pour évaluer les propriétés des sols grossiers et pour d'autres applications en géomécanique ». Rev. Fr. Geotech. Published by EDP Sciences 2016, IRSTEA, 3275 route de Cézanne, CS 4061, 13182 Aix-en-Provence Cedex 5, France.

[4] **A.Rahal, M.Boussalem**. « Renforcement des sols par ajout des fibres naturelles ».Mémoire de fin d'études : Université de Jijel, (promotion 2018), p.6.

[5] **Bastick, M. Schlosser, F, Amar S, and Conepa Y** "Instrumentation d'un Mur expérimental en Terre armée a armatures courtes ", Proc 12 th int. conf. on soil Mech and Fdn. Engng, Rio de Janeiro vol 2 (1989).

[6] **Bousmaha Mohammed**. « Le renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides verticales ».Thèse pour obtenir le diplôme de doctorat en sciences, Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem, (05/06/2017), p.10-15.

[7] **Capaccio, G. et Ward, I. M.**, "Properties of Ultra-High Modulus Linear Polypropylene", Nature Physical Sciences, vol. 243, 1974, pp. 130-143.

[8] **Caquot et Kérisel**, p. 27 ; et (en) **T.William Lambe & RobertV. Whitman**, Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., 1969, 553 p. (**ISBN 0-471-51192-7**), « 3: Description of an Assemblage of Particles ».

[9]« **Colonnes ballastées** » [archive], Fiches Pathologie,

Sur www.qualiteconstruction.com, **Agence Qualité Construction** (consulté le 23 septembre 2014).

- [10] **Europe Norme EN 933-8:1999** - *Tests for geometrical properties of aggregates — Part 8: Assessment of fines — Sand equivalent test*, Directive 89/106/EEC, corpus technique CEN/TC 154, ratifiée le 19 février 1999.
- [11] **Fadhel Sana**. « Stabilité et renforcement des sols. Étude de cas ». Thèse : Université Mohamed khider Biskra, (promotion 2014), page 43.
- [12] **France Norme NF EN 933-8** - *Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Partie 8 : Évaluation des fines — Équivalent de sable*, Paris, Association Française de Normalisation (AFNOR), août 1999, 16 p., remplace les normes expérimentales françaises p. 18-597, de décembre 1990 et p. 18-598, d'octobre 1991.
- [13] **F. SCHLOSSER, H.M. JACOBSEN, I. JURAN**. Renforcement des sols, Revue Française de géotechnique, No 29.
- [14] **GARECHE I, BENTIBA R**. « Etude expérimentale du comportement des éléments de la terre armée sous chargements cycliques », Mémoire de Master Académique, université de Tebessa, 2016.
- [15] **Ghomari F, Bendi O**. science des matériaux de construction travaux pratiques, 2007, , page 4.
- [16] **Haouam Houda**. « Etude numérique d'un mur de soutènement en sol stables et renforce avec fibres et géogrilles », mémoire de Magistère, universite D'Annaba, 2010.
- [17] **Holtz R.D**. « Geosynthetics for soil reinforcement ». The 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November 2001.
- [18] **ZIGHMI Imène-Bassma**. « Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées », Mémoire de Magistère, Université de Tizi Ouzou.
- [19] **KARECH TOUFIK**. « Analyse de comportement des sols renforcés par la méthode de l'homogénéisation », thèse de doctorat, Université de Batna.

- [20] **Iazzaz, S. chouikha.** « Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique ».Mémoire de fin d'études : Université Ziane Achour-Djelfa, (02/07/2017),p.29.
- [21] **Jones, C J.F.P.,** «the York method of reinforced earth construction", proc ASCE. Spring Convention and exhibition, Pittsbburgh Pennsylvania, preprint N 3182 (1978).
- [22] **J.P. Bardet,** Experimental Soil Mechanics, Prentice Hall, 1997 (ISBN 978-0-13-374935-9).
- [23] **Juran, I,**"Dimensionnement interne des ouvrages en terre armée", Doc, Eng. These, L.C.P.C France (1977).
- [24] **KERISEL J.**"Histoire de la mécanique des sols en France jusqu'au 20ème siècle géotechnique vol 6.
- [25] **NF EN ISO 10318-1** Mai 2015, Géosynthétiques - Partie 1 : termes et définitions.
- [26] **NFP84-500** Avril 2013, Géomembranes - Dictionnaire des termes relatifs aux géomembranes.
- [27] **O.Rahmouni, Y.Belkasmi.** « Etude de L'interaction pieu-sol à proximité d'un talus avec l'utilisation de la méthode des éléments finis ».Mémoire de fin d'études : Université de Jijel, (promotion 2014), p.68.
- [28] **Prashant Patil, Ipu pu Mena, Shubham Goski, Yogesh Urs.** Soil Reinforcement Techniques, Journal of Engineering Research and Application, 2248-9622, (Part -2) August 2016, pp. 25-31.
- [29] **Schlosser F. Guillonx A,** "Le frottement dans le renforcement des sols" Revue française de géotechnique (1981).
- [30] **Ward, I. M,** "The Orientation of Polymers to Produce High Performance Materials", Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Institution of Civil Engineers, UK, 1984.
- [31] **ZEROUAL FARIDA** « Étude du comportement d'un mur de soutènement soumis à es sollicitations dynamiques », Mémoire de Magister, université de Batna 1.

Annexes

Annexe 1:Code Plaxis.

I.CODE PLAXIS :

1.1. Introduction :

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

1.2. Définition :

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

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

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



I.2.1. Input :

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

Pour générer un modèle d'éléments finis, l'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un

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

Lorsqu'un modèle géométrique est créé dans le programme Input, il est conseillé de sélectionner les différents éléments selon l'ordre donné dans la seconde barre d'outils (de la gauche vers la droite). En principe, il faut d'abord dessiner les contours géométriques, puis ajouter les couches de sol, les éléments de structure, les couches à construire, définir les conditions aux limites, et enfin les chargements. La barre d'outils suit cette logique. Elle est un véritable guide à travers le programme Input ; elle assure que toutes les données à traiter le seront.



I.2.2. Calculs :

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

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



I.2.3. résultats :

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



I.2.4. Courbes charge déplacement et chemins de Contrainte :

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charge-ou temps-déplacements, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de

déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol.

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

I.3. Le modèle de comportement intègre dans plaxis :

I.3.1. Modèle de mohr-coulomb :

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

- **Le module de Young :**

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

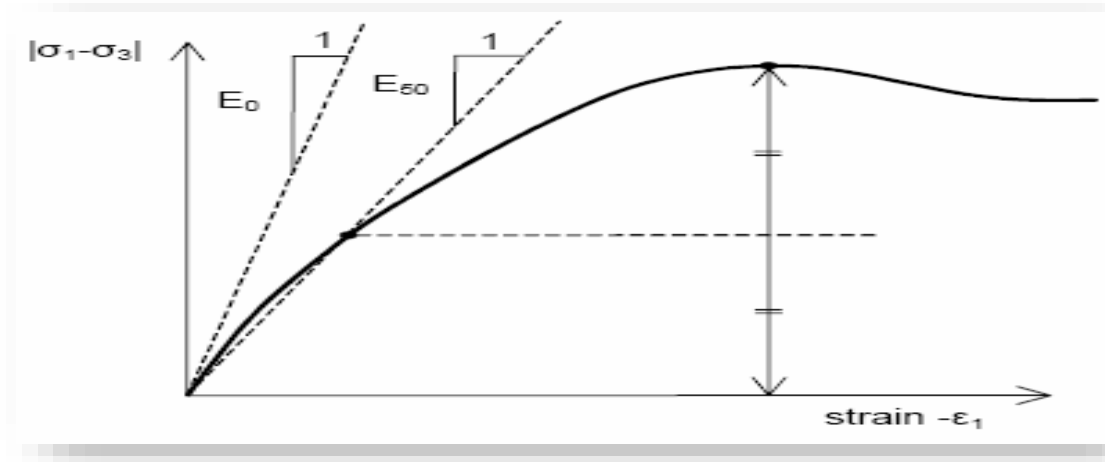


Figure.1 : Définition du module à 50% de la rupture.

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

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

- **Le coefficient de poisson :**

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

- **L'angle de frottement :**

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

- **La cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 kpa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec ϕ_u , Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

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

- **L'angle de dilatance :**

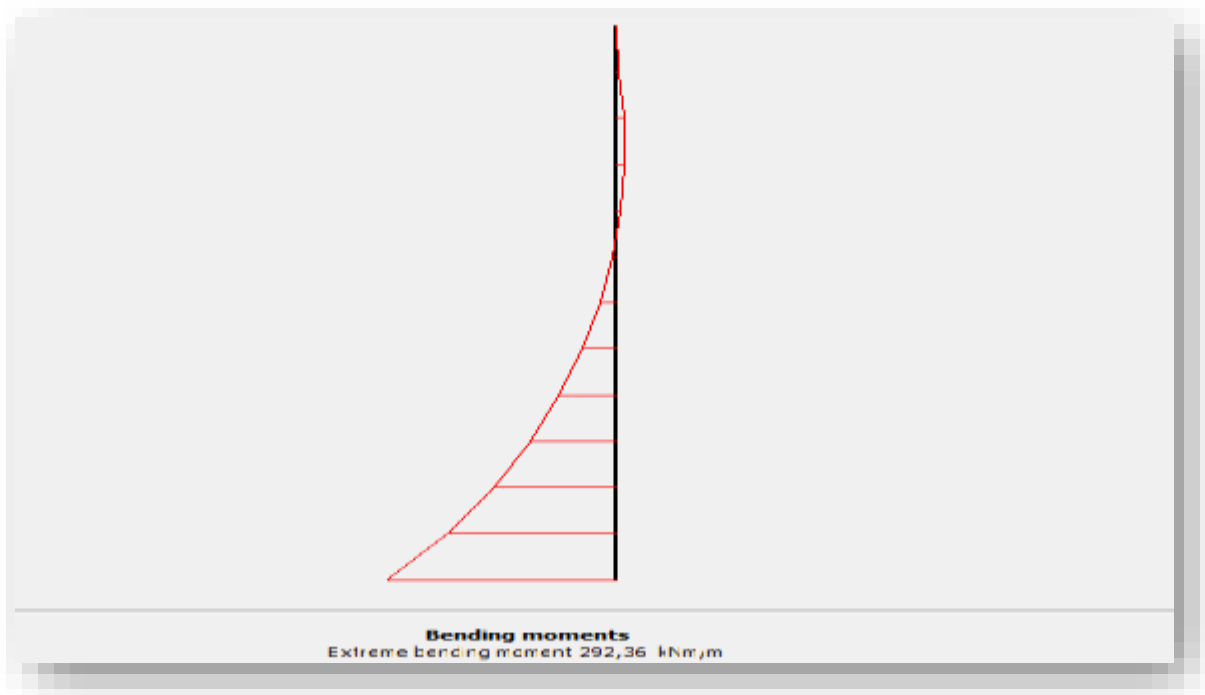
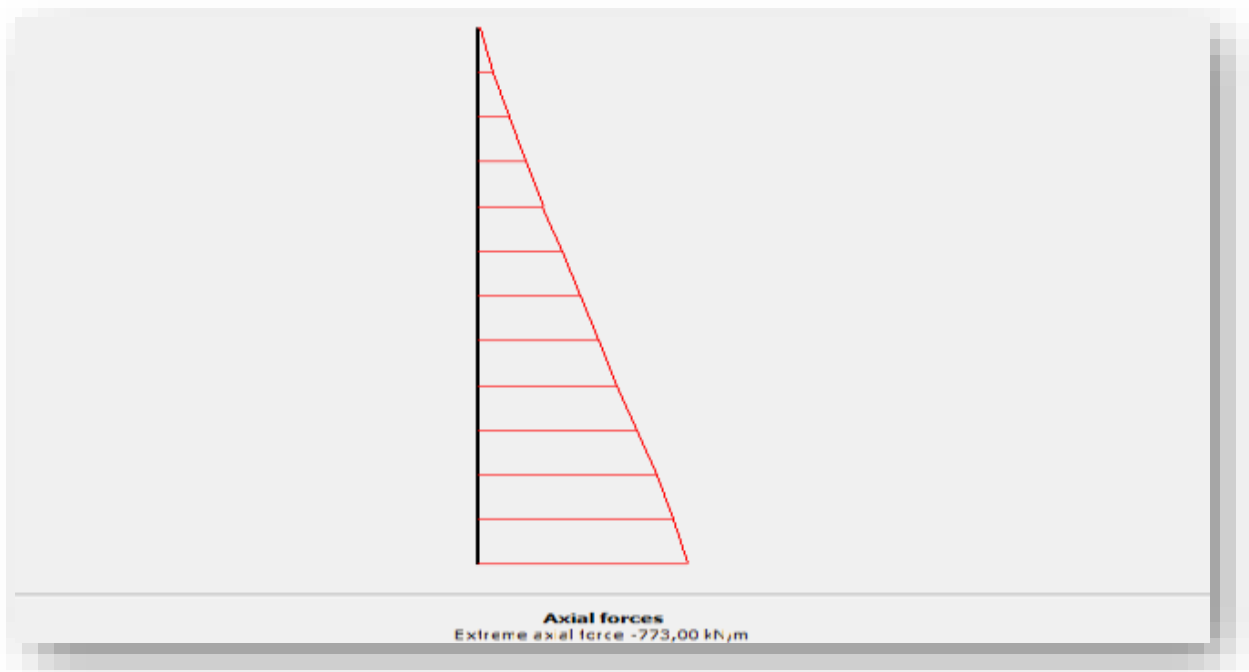
Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 40^\circ \quad \text{pour } \varphi > 40^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 40^\circ$$

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

Annexe 2 : Les déformations du mur de soutènement.**Figure II.1** : Le moment de flexion au niveau du voile « sans renforcement ».**Figure II.2** : L'effort normal au niveau du voile « sans renforcement ».

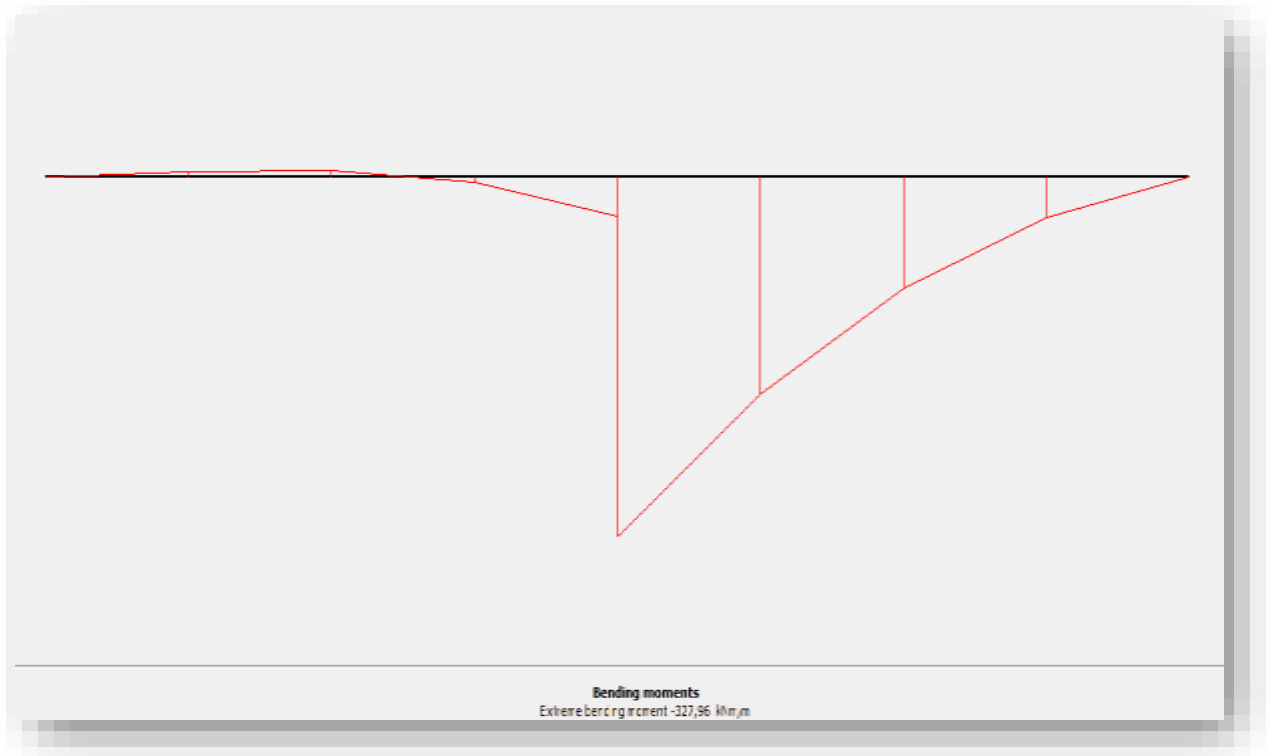


Figure II.3 : Le moment de flexion au niveau de la semelle « sans renforcement ».

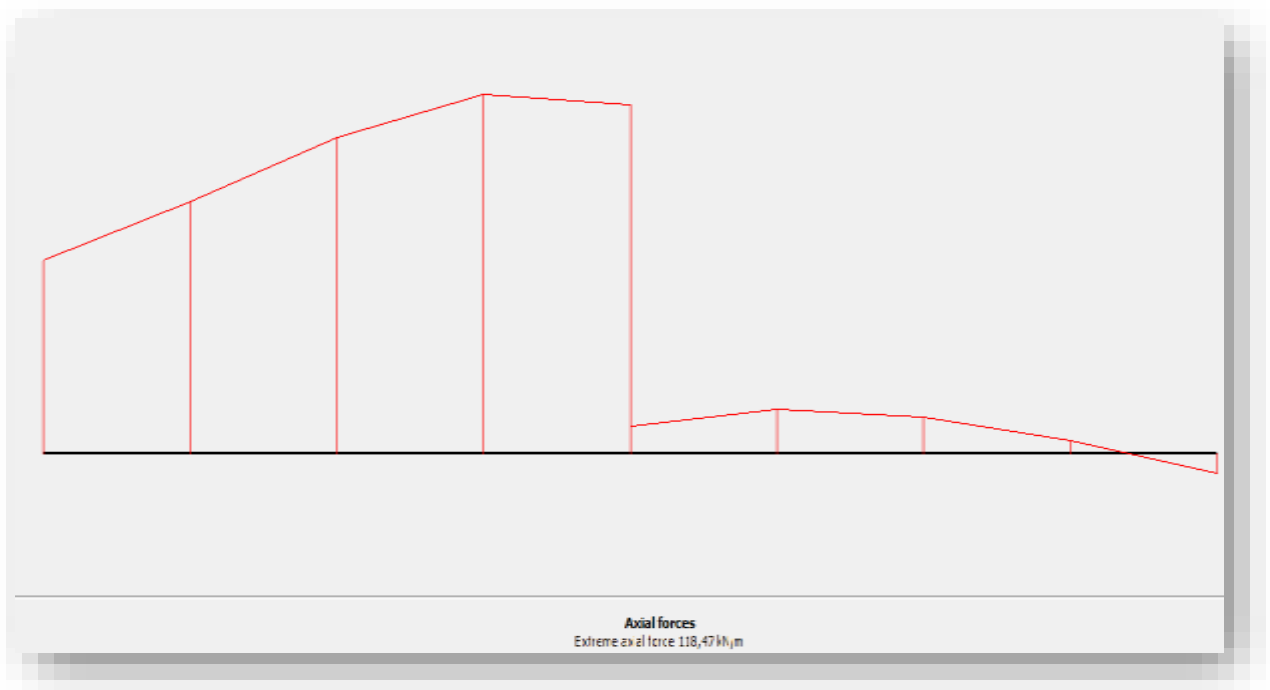


Figure II.4 : L'effort normal au niveau de la semelle « sans renforcement ».

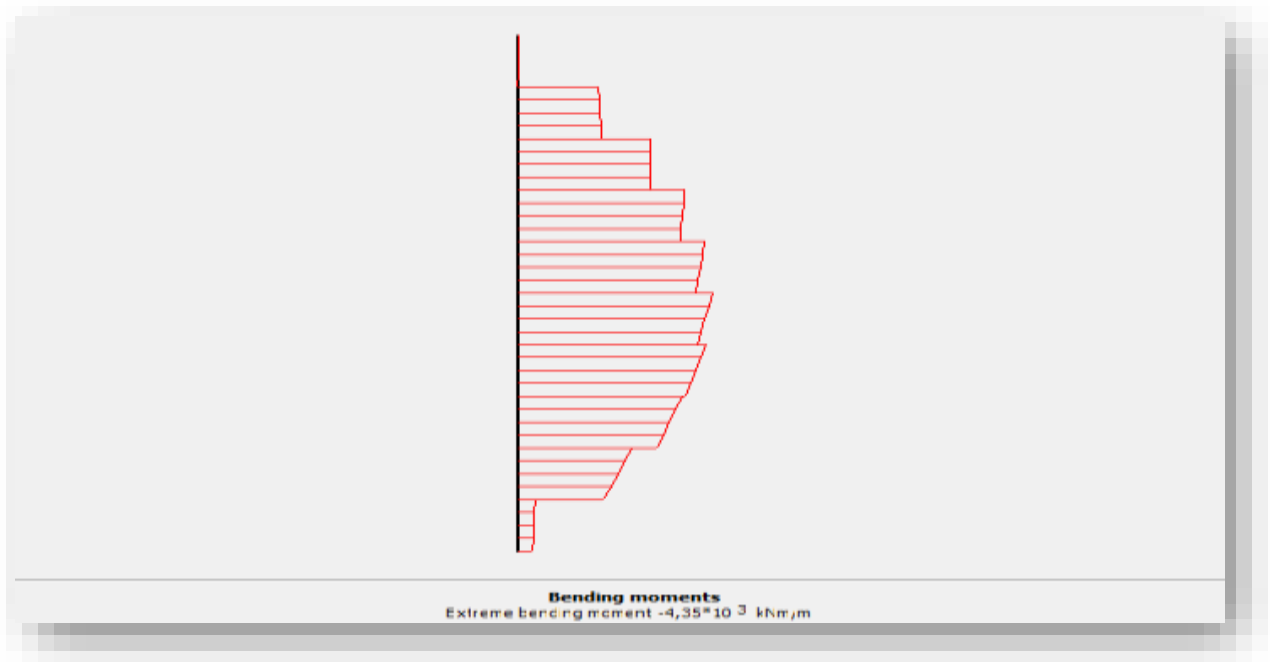


Figure II.5: Le moment de flexion au niveau du voile « avec armature ».

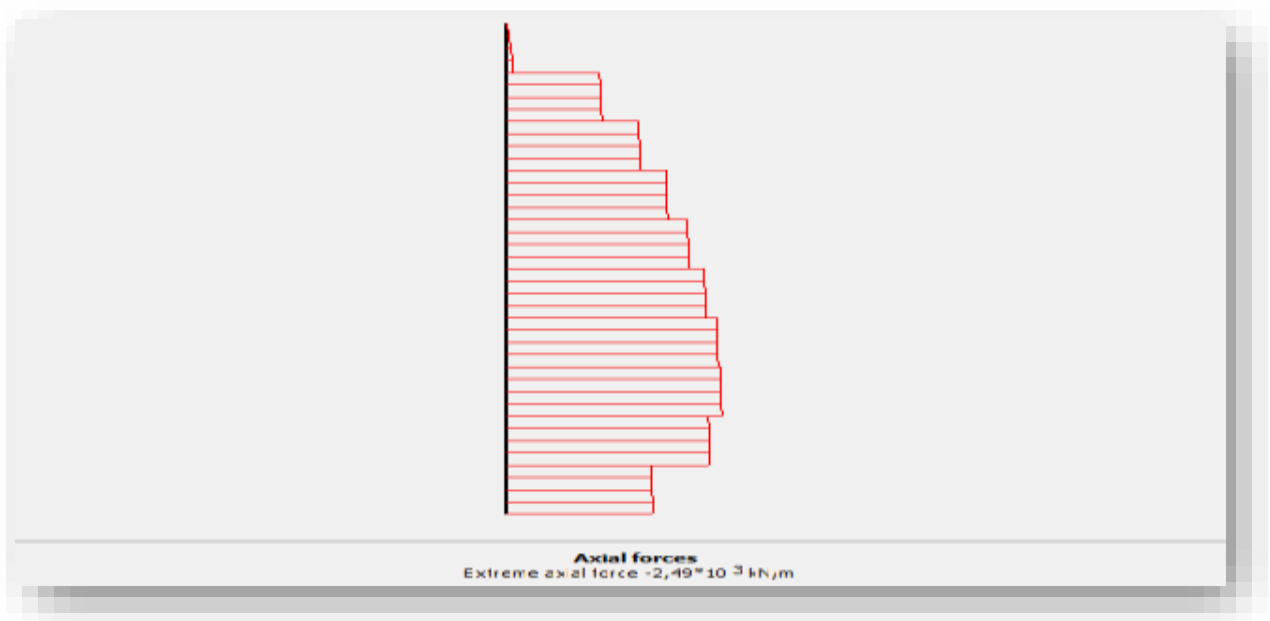


Figure II.6 : L'effort normal au niveau du voile « avec armature ».

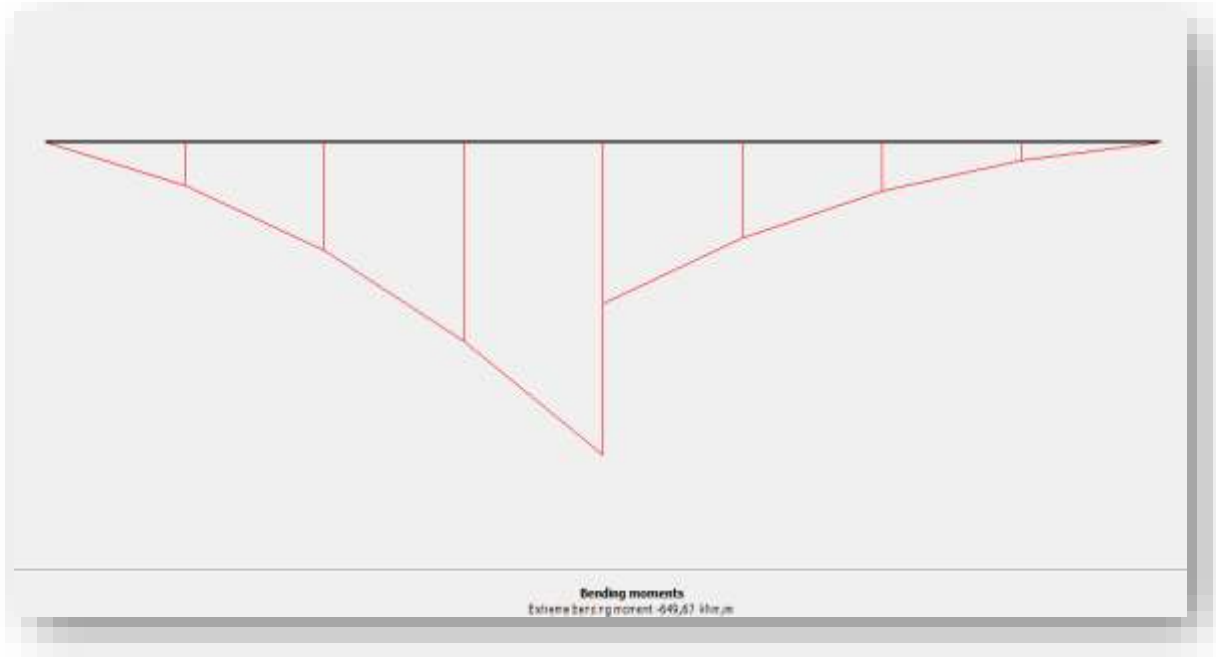


Figure II.7: Le moment de flexion au niveau de la semelle « avec armature ».

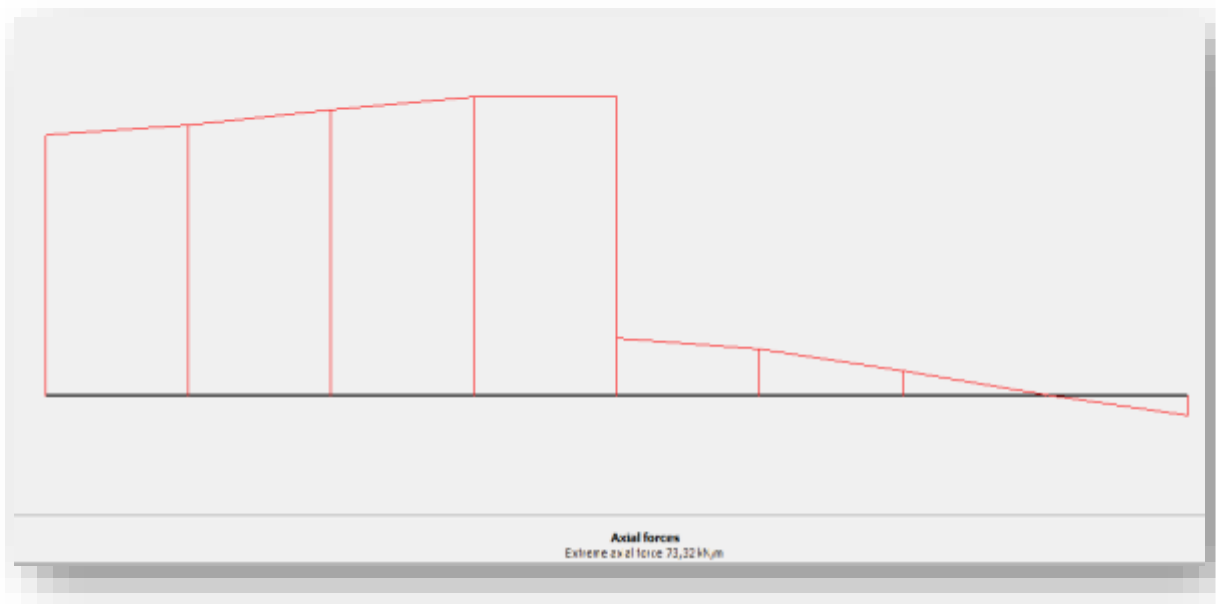


Figure II.8: L'effort normal au niveau de la semelle « avec armature ».

Résumé :

Dans ce travail, le sol à faible portance pose des problèmes sérieux pour la construction des ouvrages en génie civil. Actuellement, il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par géotextile et bande d'armature métallique sont proposées comme des solutions prometteuses. Le rôle de renforcement est de diminuer le déplacement du sol et améliorer ses propriétés physiques dans le but d'assurer une résistance optimale.

Des modèles numériques bidimensionnels (d'un sol étudié en laboratoire) en éléments finis ont été utilisés en deux cas statique et dynamique pour savoir la meilleure solution entre géotextile et bande d'armature métallique. Les résultats obtenus ont montré que la meilleure technique de renforcement du sol en cas statique est les bandes d'armatures métalliques et en cas dynamique c'est le géotextile.

Mots clés : Renforcement, Bande d'armature métallique, Géotextile, méthode des éléments finis, PLAXIS 2D.