



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
ⵜⴰⵎⴰⵎⵔⴰⵏⵜ ⵏ ⵉⵎⵎⵓⵔ ⵏ ⵜⴰⵣⵉⵓⵣⵓⵔ

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT Travaux public

Mémoire de Fin d'Etudes
De MASTER ACADEMIQUE

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voie et Ouvrages d'arts

Présenté par

BOUCHAKOUR Celia

et

MESSAOUDENE Radia

Thème

**Comportement des murs de soutènement à plusieurs niveaux.
Etude d'une alternative pour le remblai du (PK16+400) projet de
réalisation de la pénétrante Tizi-Ouzou**

Mémoire soutenu publiquement le 03 /07/ 2023 devant le jury composé de :

Mme BELHOCINE Malika

UMMTO, Présidente

Mr RAHMOUNI Ouassim

UMMTO, Encadreur

Mme HERMIME Tasaadit

UMMTO, Examinatrice

Remerciements

Par les premières lignes de ce document, nous éprouvons une immense gratitude et une reconnaissance infinie à l'égard de Dieu, qui nous a donné le courage, la volonté et la patience pour mener à terminer toutes ces années d'études afin de nous permettre de présenter ce mémoire.

Un grand merci à nos chers parents, qui par leur soutien inconditionnel, à la fois moral et économique, qui par leurs propos et encouragements nous boostent et nous poussent à aller aussi loin que possible, à poursuivre nos ambitions.

Nos sincères gratitudee à notre encadreur l'honorable Monsieur RAHMOUNI Ouassim pour avoir accepté de nous encadrer dans cette étude, nous le remercions pour la confiance qu'il nous a fait, ses conseils avisés et ses suggestions enrichissantes, son implication, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail.

Nous tenons à remercier l'ensemble du groupement ONE (Ozgun) Mr BOUDAA Slimane et Mr YAHIA AISSA Mourad pour leurs disponibilités, leurs aides à collecter les données du projet, pour leurs aides appréciables, patience, leurs conseils et pour le suivi et l'intérêt qu'ils ont porté à notre étude.

Nous tenons à remercier l'ensemble du personnel de la Subdivision des travaux publics de Draa Ben KHedda spécialement Mme TEBA A Nadia, Mr AKKACHE Nabil, Mr KACIMI Amar, Tonton Ali, Tonton Arezki, pour leur accompagnement, leurs joies de vivre, et leurs présences tout aux long de nos années d'études.

Nous présentons notre profonde gratitude à toute l'équipe de formation Travaux Publics UMMTO, pour avoir transmis leur savoir et leur passion, pour la richesse et la qualité de leur enseignement tout au long de la formation.

Nos sincères remerciements pour les membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Dans l'impossibilité de citer tous les noms, nos sincères remerciements vont à tous ceux et celles, qui de près ou de loin, ont permis par leurs conseils et leurs compétences à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

Je dédie ce modeste travail...

A mon chère père, BOUCHAKOUR Mohamed, avec ta patience, ta confiance, tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Je prie DIEU Tout Puissant pour qu'il te prête une longue vie, gorgée de santé et de prospérité.

A ma très chère mère : DJEBROUNI Sadia, la plus belle chose dans ma vie, aucune dédicace ne serait être assez éloquent pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles. je prie DIEU de te protéger et te fait un phare sur nos têtes.

A mon cher frère gémeaux, DJAMEL pour ton appui, pour tes encouragements permanents, je suis qui je suis aujourd'hui parce que j'ai un frère précieux comme toi, t'avoir dans ma vie fait de moi le destinataire des plus grandes bénédictions de Dieu, à qui je souhaite plus de succès.

A ma adorable petite sœur LINA qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A ma grand-mère paternelle, HEBOU que dieu t'accueille dans son vaste paradis.

A ma grand-mère maternelle, merci pour tes conseils MANI.

A mon grand-père paternelle, merci pour ton amour inconditionné VAVA ALI.

A mon grand-père maternelle que dieu t'accueille dans son vaste paradis.

A ma confidente IMANE te remercie infiniment pour toute ton influence positive. Merci pour tout l'amour que tu me donnes, tu as une force que personne ne peut égaler, à qui je souhaite plus de succès.

A ma binôme RADIA j'exprime ma gratitude envers elle pour son travail acharné et sa collaboration tout au long du projet.

A mes amies AMEL et RADIA mes mots ne seraient jamais à la hauteur de l'amour et l'affection que vous m'avez témoignée tout au long de mes études. J'aimerais vous exprimer toute ma gratitude et reconnaissance. Cette dédicace serait pour moi, la meilleure façon de vous honorer et vous montrer à quel point vous avez été magnifique

A la mémoire de ma copine, DJEBOURI FERIËL disparu trop tôt. J'espère que, du monde qui est sien maintenant, tu apprécies cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une sœur qui a toujours prié pour toi. Que DIEU t'accueille dans son vaste paradis.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours, Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible.

Celia.

Dédicaces

Louange à DIEU tout puissant, qui m'a permis de voir ce jour tant attendu. Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père ACHOUR.

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : ma adorable mère NOUARA

A mes frères et sœurs qui n'ont pas cessé de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études que dieu les protèges et leurs offre la chance et le bonheur.

A la mémoire de ma sœur FATMA qui n'a pas pu assister au long de ce chemin que dieu l'accueille dans son vaste paradis.

A la mémoire de mes grands-parents j'aurais souhaité votre présence en ce moment pour partager ma joie vous m'avez toujours fait preuve d'amour et d'affection, vous avez toute mes pensées.

A Célia avant d'être ma binôme pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

A vous CELIA et AMEL je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble.

A toutes les personnes que j'aime

RADIA.

Résumé

Les techniques géosynthétiques pour la construction d'ouvrages de soutènement, constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Les méthodes de dimensionnement actuelles des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont basées sur l'approche de l'équilibre limite ; de nombreuses études théoriques, expérimentales, et numériques ont montré que ces méthodes sont conservatrices.

Ce mémoire est consacré d'une part, à la présentation d'une recherche bibliographique concernant les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, d'autre part, l'analyse des paramètres qui conduisent à une étude conservatrice. L'objectif de ce mémoire est de contribuer à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement, renforcés par géogridde et d'analyser numériquement les surfaces critiques de rupture, les forces de traction dans les géogriddes et les déplacements latéraux du parement. De nombreux paramètres géométriques et mécaniques ont été considérés et implémentés dans les codes de calcul numérique PLAXIS pour une meilleure compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques.

Mots clés : Ouvrage de soutènement, sol renforcés, géosynthétiques, Plaxis, interface, rupture

Abstract

Geosynthetic techniques for the construction of retaining structures are at present an interesting economic solution. The current design methods of reinforced soil retaining walls are based on the limit equilibrium approach; several theoretical, experimental and numerical studies have shown the conservatism of these design methods.

this memory is devoted on the one hand; to the presentation of a bibliographic search concerning geosynthetics reinforced soil retaining walls design methods, on the other hand, the analysis of the parameters that lead to a conservative study. The objective of this memory is to contribute to the study of the behaviour of geogrid-reinforced soil retaining walls and to numerically analyze the critical failure planes, tensile loads in the geogrids and the lateral facing displacements. Numerous geometric and mechanical parameters have been considered and implemented in the numerical codes PLAXIS and for a better understanding of the behaviour of geosynthetics reinforced soil retaining walls.

Keywords: Retaining walls, reinforced soil, Geosynthetics, numerical modelling, interface, failure.

ملخص

أصبح استخدام الهياكل الاستنادية بشكل واسع في مجال الهندسة المدنية وذلك لأهميتها الكبيرة. ولضمان استقرارها يجب تدعيمها بواسطة أشرطة أفقية من الجيوسنتييك وهي ذات أنواع مختلفة أبرزها الجيوغريل والجيوتكستيل فتقنيات الجيوسنتييك لبناء جدران الاستناد تشكل في الوقت الحاضر حل مثير للاهتمام من الناحية الاقتصادية، طرق التصميم الحالية لمنشآت الاستناد ذي التربة المدعمة تعتمد على تقريب التوازن الحاد، عدة دراسات نظرية، تطبيقية ورقمية أثبتت أن هذه الطرق محافظة.

الهدف من هذه المذكرة هو تطبيق منهجية رقمية لجدار استناد للتربة المدعمة بأشرطة أفقية من الجيوغريل اولا نعرض بحث مكتبي حول الجدران الاستنادية و تقنيات تدعيمها بصفة عامة و بمادة الجيوغريل بصفة خاصة ثم نقوم بدراسات رقمية حول التربة المدعمة بطبقات أفقية من الجيوغريل و ذلك باستخدام برنامج (البلاكسيس ثنائي الابعاد) هدف هذه الدراسة هو معرفة تأثير بعض العوامل على المنشأ كطول الجيوغريل. الصلابة المحورية للجيوغريل. أهمية الارتفاع حسب المراجع الماخوذة AASHTO بعين الاعتبار .

الكلمات المفتاحية : جدار استناد، جيوغري، استقرار التربة، بلاكسيس، معامل الأمان ما بين الواجهات، الانهيار

Notations

F* : facteur de frottement à l'extraction.

F_s : le facteur de sécurité.

T_{max} : la force de traction maximale dans les armatures.

T_a : la résistance à la traction requise pour les armatures.

T_a : donnée par les équations () pour les géo synthétiques.

RC : rapport de couverture d'armature.

T_{ult} : la résistance à la traction ultime de géo synthétique.

RF_{ID} : le facteur de réduction de résistance due à l'endommagement subit lors de l'installation des géo synthétiques

B : La largeur de base du mur

b : La largeur brute de l'élément de renforcement

c : La cohésion

C_u : Coefficient d'uniformité du remblai

D₆₀ : Diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60%

e : L'excentricité

F₁, F₂ : Les forces latérales derrière le sol renforcé

RFC : le facteur de réduction combiné.

S_v : l'espacement vertical entre les armature.

S_h : L'espacement horizontal de centre à centre entre les renforts

K_R : le coefficient de pression latérale qui dépend du type d'armature et la profondeur

∂ : la contrainte horizontale.

Γ_r : le poids volumique du sol renforcé.

AE : le facteur de correction.

Q, q : Surcharge

Z : la profondeur de la nappe de renforcement.

σ_v : la contrainte verticale agissante sur l'armature.

C : le facteur de la géométrie de la surface

RC : le rapport de couverture.

F_{Sp} : le facteur de sécurité contre l'extraction des armatures.

K : le coefficient de pression latérale.

γ : le poids volumique du sol.

- H** : la hauteur de l'ouvrage.
- S** : la hauteur équivalente à la surcharge.
- D_{Tmax}** : le facteur de distribution de force.
- ϕ** : le facteur d'influence
- Pa** : La force de poussée du sol.
- W** : Le poids des blocs.
- T_i** : Les forces de traction dans les armatures.
- R_v** : La réaction du pied de parement.
- φ** : L'angle de frottement.
- ib** : L'angle d'inclinaison des blocs.
- N_c et N_y** : Coefficients de capacité de support
- α** : Facteur de correction
- β** : Angle de l'inclinaison du remblai
- γ** : Poids volumique du sol
- δ** : Angle de frottement sol/mur
- θ** : Angle d'inclinaison du mur à l'horizontale
- λ** : Angle de frottement de l'interface mobilisée
- τ_b** : La contrainte d'adhérence entre le sol et la couche de renfort
- φ** : Angle de frottement du sol
- Φ** : Facteur de résistance à l'arrachement de renfort
- σ_h** : Contrainte horizontale derrière le mur
- σ_v** : Contrainte verticale derrière le mur

Liste des abréviations

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials.

NCMA : National Concrete Masonry Association

PLAXIS : Plane strain and axial symmetry

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

FS, FS : Facture de Sécurité

HA : Haute Adhérence

pH : Potentiel hydrogène

PET : Polyester

PP : Polypropylène

PVA : Polyvinyle Alcool

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur la terre armée	4
1. Introduction:	4
1. Définition des ouvrages de soutènement :.....	4
2. Les différents types des ouvrages de soutènement :.....	5
2.1. Murs gravitaires ou murs-poids :.....	5
2.2. Les gabions:.....	6
2.3. Les caissons végétaux sables:.....	6
2.4. Massifs en sol renforcé:.....	6
3. Le classement des ouvrages de soutènement :	7
3.1. Ouvrages Rigides:	7
3.2. Ouvrages Souples:.....	9
4. La terre armée:.....	10
4.1. L'idée et les recherches:	10
5. Définition et Principe:	11
6. Les éléments de la terre armée :	11
7. Parement.....	14
8. Panneaux aux écailles de la façade de Mur :.....	15
9. Plots d'appuis:	16
10. Avantage.....	18
11. Mécanisme des structures en terre armée :.....	18
12. Comportement de la terre armée :	21
13. Classification des ouvrages en terre armée :	21
14. Mécanisme de rupture:	23
14.1. Mécanisme de rupture externe :	23
14.2. Mécanisme de rupture interne :	23
15. Renforcement des sols:.....	25
16. La géosynthétique et ses domaines d'applications :.....	25
17. Définition et l'origine de la géosynthétique :	25
18. Fonctions et applications principales de la géosynthétique :.....	27
19. Conclusion:.....	28

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement	30
1. Introduction:	30
2. Euro code 7 la norme française NF P 94-270.....	30
2.1. Renforcements géo synthétique :.....	30
2.2. Béton	31
2.4. Stabilité générale du site :	36
2.5. Stabilité interne d'un ouvrage en sol renforcé.....	40
2.5.1. Généralité	40
2.6. Stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé :.....	45
3. La méthode AASHTO:.....	53
3.2.2. Stabilité au renversement	55
4. Modèle de calcul :	62
5. Conclusion:.....	65
Chapitre 3: les paramètres influençant sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcés	68
1. Introduction.....	68
2. La rigidité des nappes de renforcement.....	68
3. La compressibilité du sol de fondation.....	69
4. Cohésion du remblai renforcé.....	70
5. Problématique.....	71
6. Conclusion.....	72
Chapitre 4: Présentation de projet	74
1. Introduction:	74
2. Remblai PK16+400 :	74
3. Reconnaissance du site:.....	75
4. Résultats et Interpretations:	77
5. Conclusion:.....	79
Chapitre 5 : modélisation numérique ouvrage en sol renforce	80
Introduction :	80
1. Méthode des éléments finis :	80
2. Modèles de comportement :	81

3.1. Comportement élastique :.....	81
3.1.1. Modèle élastique linéaire isotrope:.....	81
3.1.2. Comportement élasto-plastiques:	81
2.1.3. Comportement élastique parfaitement plastique:	82
4. Présentation du logiciel (Plaxis):.....	83
4.1. Les sous programmes de Plaxis:.....	83
5. Etapes de modélisation:.....	87
6. Les conditions aux limites:.....	87
7. Définition des paramètres des matériaux	87
8. Méthodologie de modélisation par PLAXIS :	88
9. Les modèles de comportement utilisés dans « PLAXIS » :	89
9.1. Modèle élastique linéaire :	89
L'angle de dilatance « ψ » :.....	92
9.6. Modèle pour les sols mous avec fluage « Soft Soil creep model	93
10. Validation du modèle numérique :	93
11. Model de terrain naturel pour l'étude paramétrique :.....	95
12. Présentation du model numérique développé :.....	96
13. Les propriétés du model de la validation.....	97
Eléments d'interfaces.....	98
14. Les armatures de renforcement	98
15. Maillage et conditions aux limites.....	99
16. Conclusion.....	102
Chapitre 6: Résultats et discussions :	105
1. Introduction:	105
2. L'influence de la distance entre les murs sur la longueur de renforcement :	105
3. L'influence de la longueur de renforcement (L) sur la force de traction (T) :	106
5. Variation de déplacement :.....	108
6. Mécanisme de rupture	109
7. Conclusion :.....	112
Conclusion générale	113
Annexes A	115
TYPE DE RENFORCEMENT : ARMATURES EN ACIER GALVANISE	115
1. CARACTERISTIQUES GRANULOMETRIQUES:	115

Remblais techniques des massifs :.....	115
Remblais drainants :	115
Remblai minéral de parement (pour les murs à parement TerraTrel) :.....	115
Remblais techniques des massifs :.....	115
3. Caractirctique chilmique :.....	115
Remblais techniques des massifs :.....	115
Remblais drainants :	117
Procédures d'essais pour la détermination des caractéristiques chimiques :	117
Références Bibliographiques	123

Table des figures :

Figure 1. 1: Les différents éléments d'un mur de soutènement.....	5
Figure 1. 2: Les différents types de murs gravitaire ou murs poids.	5
Figure 1. 3: Exemple d'un gabion.....	6
Figure 1. 4: Exemple de chantier en caissons Rboul.....	6
Figure 1. 5: Ouvrage en remblai renforcé PK22+400 pénétrante Tizi Ouzou	7
Figure 1. 6: Massif en terre armé	11
Figure 1. 7: éléments d'un mur en terre armé.....	12
Figure 1. 8: Parement Terratrel	14
Figure 1. 9: Parement en écaille de béton	15
Figure 1. 10: Blocs modulaire (NCMA,1997)	15
Figure 1. 11: Ecailles cruciforme	16
Figure 1. 12: Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée.....	17
Figure 1. 13: Utilisation de la terre armé	18
Figure 1. 14: Critère de rupture Mohr-Coulomb du sol renforcé[2]	20
Figure 1. 15: Comportement d'un mur de soutènement en terre armée	21
Figure 1. 16: mode de rupture externe [2].....	24
Figure 1. 17: Mode de rupture interne et globale[2]	24
Figure 1. 18: Différents types de géo-synthétique	26
Figure 2. 1: Poids à retrancher au-dessus de la fondation.....	32
Figure 2. 2: Exemple d'ouvrage ou le calcul de la portance à partir des méthodes applicables aux fondations superficielles rigides est approprié.	33
Figure 2. 3: Exemple d'ouvrage ou le calcul de la portance à partir des méthodes applicables aux fondations superficielles rigides n'est pas approprié.	34
Figure 2. 4: Principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé à partir des méthodes applicables aux superficielle rigides.	34
Figure 2. 5: Actions à prendre en compte pour vérifier l'ELU de portance lorsque la résistance du terrain de fondations.....	35
Figure 2. 6: Exemple de mode limites pour la stabilité des ouvrages en sol.	36
Figure 2. 7: Calcul par la méthode des tranches.	37
Figure 2. 8: Exemple de surface de rupture non circulaire	38

Figure 2. 9: Mécanisme de rupture "trois blocs" susceptible de se produire	38
Figure 2. 10: Exemple d'analyse de la stabilité générale de massifs sur pente de faible stabilité.	39
Figure 2.11: Ligne de traction maximales.....	40
Figure 2. 12: Vérification de la résistance d'interaction.....	42
Figure 2. 13: Limites éventuelles de la vérification de stabilité mixte.	45
Figure 2. 14: Calcul par la méthode des tranches	46
Figure 2. 15: Principe du modèle "sans déplacement"	47
Figure 2. 16: Exemple de surface de glissement potentiel circulaire.....	48
Figure 2. 17: Exemple de glissement non circulaire	49
Figure 2. 18: Condition de projets nécessitants de considérer des surfaces de glissement non circulaire.....	49
Figure 2.19: Mécanisme de rupture" trois blocs" susceptible de se produire.	50
Figure 2. 20: Exemple de surface de rupture plane.....	50
Figure 2. 21: Principe de détermination de l'effort mobilisable par un lit de renforcement principe de détermination de l'effort mobilisable par un lit de renforcement.....	52
Figure 2. 22: Surface de rupture potentielle traversant un voile de parement.	52
Figure 2. 23 :Exemple d'analyse de la stabilité mixte de massif sur pente de faible stabilité.....	53
Figure 2. 24: Stabilité externe pour un mur en sol renforcé horizontalement surcharge	54
Figure 2. 25: Localisation de la surface de rupture pour la conception de la stabilité interne d'ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012). (a) armatures extensibles ; (b) armatures inextensibles.	57
Figure 2. 26: Variation du coefficient de pression latérale en profondeur (AASHTO, 2012).....	59
Figure 2. 27:Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et forces impliquées dans l'analyse de la stabilité interne (AASHTO, 2012).	60
Figure 2. 28: Valeurs de facteur de frottement pour différents types d'armatures (AASHTO, 2012).....	61
Figure 2. 29: Rapport de couverture R_c d'après la méthode AASHTO (2012).....	62
Figure 2. 31:Mur en terre armé	62
Figure 3. 1: Ouvrage de soutènement en sol renforcé(Bathurst et al. 2006 (a)parement en blocs modulaires; (b) parement flexible	69
Figure 3. 2: Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement avec un sol de fondation compressible (Damians et al., 2014).	69

Figure 3. 3: Distribution de contrainte verticale pour les calculs de la stabilité interne et externe (AASHTO, 2012).	71
Figure 3. 4: Schéma d'un mur de soutènement en terre armée : (a) un seul niveau ; (b) plusieurs niveaux.	71
Figure 3. 5:Trajet de partie 4 Draa el Mizan (chmiguirilov et autre 1986)	76
Figure 4. 1: L'emplacement de pk16+400	74
Figure 4. 2: Les emplacements des sondages de la zone d'examen	75
Figure 4. 3: Vue des zones de déblais remblais entre pk 16+309 –pk16+500	75
Figure 4. 4: Plan géologique de la zone d'étude	76
Figure 5. 1: Exemple de problème en déformation plane et axisymétrique[3]	83
Figure 5. 2: Fenêtre principe du programme d'entrée des données.	84
Figure 5. 3: Fenêtre principale du programme de calcul.	85
Figure 5. 4: Fenêtre de calcul.	85
Figure 5. 5: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme des résultats	85
Figure 5. 6: Interface graphique Curves	86
Figure 5. 7: Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul Plaxis	89
Figure 5. 8: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	90
Figure 5. 9: Fenêtre des paramètres de modèle du Mohr-Coulomb	90
Figure 5. 10: Définition du module à 50% de la rupture.	91
Figure 5. 11: Mur de terre armée.	94
Figure 5. 12: Mur de terre armée.	95
Figure 5. 13: Profil géologique PK16+400	95
Figure 5. 14: Modèle de base modéliser avec logiciel talren	96
Figure 5. 15: Le modèle de la validation	96
Figure 5. 16: Menu « General settings »	97
Figure 5. 17: Maillage du model	99
Figure 5. 18: Pression interstitielle -phase initiale.	100
Figure 5. 19: Contrainte effective - phase initiale.	100
Figure 5. 20: Les phases de calcul.	101
Figure 5. 21:Les phases de calcul.	101
Figure 6. 1:l'effet de la distance entre les murs sur la longueur de renforcement	106
Figure 6. 2:l'effet de la longueur de renforcement sur la force de traction.	107
Figure 6. 3:Variation de déplacement	109

Figure 6.4 : force de traction en fonction de la hauteur	<u>109</u>
Figure 6.5 : mécanisme de rupture	110
Figure 6.6 : surface de rupture potentiel par contour de cisaillement	110
Figure 6.7 : l'influence de longueur de renforcement sur l'ouvrage	111

Liste des tableaux

Tableau 1. 1:Ouvrage de soutènement qui reprend la poussée par leur poids	8
Tableau 1. 2:Ouvrage de soutènement qui reprend la poussées par leur encastrement	9
Tableau 1. 3:Ouvrage de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol fondation.....	10
Tableau 1. 4:: Différents fonction assuré par les géo synthétique en fonction des application[6]	27
Tableau 2. 1:Caractéristique minimales requises pour les polymères courant	30
Tableau 2. 2:Critères de performances utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO ; 2012).....	56
Tableau 4. 1:Résultats des essais SPT.....	77
Tableau 4. 2:Essais physiques de laboratoire.....	78
Tableau 4. 3:Essais physiques de laboratoire.....	78
Tableau 5. 1:Les paramètres intègrés dans le modèle de Mohr-Coulomb	91
Tableau 5. 2:Caractéristiques de sol.....	97
Tableau 5. 3:Caractéristiques de parement	98
Tableau 5. 4:Caractéristiques des renforcements.....	99

Introduction générale

Jusqu'à la fin du neuvième siècle, le soutènement des terres était assuré par le poids d'un ouvrage massif. Après l'invention du béton armé et son rapide développement au début du vingtième siècle on a réalisé des murs de soutènement en béton armé où les terres au-dessus de la semelle arrière contribue à la stabilité du mur mais toute la poussée est reprise par le voile en béton armé. En 1963, HENRI VIDAL a associé des armatures métalliques résistant bien à la traction et invente un nouveau composite la terre armée (le sol renforcé) .

La technique de renforcement des sols par géo synthétiques s'est développée pour une large variété d'application dans plusieurs domaines (hydraulique, mécanique, environnement) selon le domaine d'application, ou la fondation de l'ouvrage l'inclusion géo synthétique amélioré les propriétés du sol là où il faut. En tant que les géo grilles est un produit apparent il est de plus en plus utilisés dans les murs en sols renforcés.

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 procédé appartient au domaine de la géotechnique.

Toutefois, 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. Cette étude a été effectuée dans le but d'évaluer l'influence de quelque paramètre : rigidité dans les nappes de renforcement, la cohésion du sol, la rigidité de sol de fondation, rigidité de parement, lors de dimensionnement d'un mur de soutènement il est considéré comme un mur à plusieurs niveaux cependant AASHTO considère comme un mur d'un seul niveau, ce dernier exige 0.7 de la hauteur totale de murs de soutènement renforcé est l'un des types d'ouvrages inventés dans cette catégorie. . Cette étude a été effectuée dans le but d'évaluer l'influence de quelques paramètres : rigidité dans les nappes de renforcement, la cohésion du sol, la rigidité de sol de fondation, rigidité de parement, lors de dimensionnement d'un mur de soutènement il est considéré comme un mur à plusieurs niveaux cependant AASHTO considère comme un murs d'un seul niveau, ce dernier exige 0.7 de la hauteur totale de mur.

Le travail présenté est composé de (6) chapitres :

Le premier chapitre consiste une recherche bibliographique sur les murs de soutènement (la présentation générale des murs en sol renforcé et ses composantes , leur domaine d'emploi , les techniques de renforcement des remblais par géosynthétiques , les avantages des murs de soutènement).

Dans le deuxième chapitre nous présentons les méthodes de calcul et de conception des murs de soutènement en sol renforcé par géo synthétiques évidemment les plus adoptés actuellement telle que AASHTO et l'eurocode 7 NF 94 -270 et un modèle de calcul qui consiste notre projet étudier.

Le troisième chapitre est consacré à une présentation générale de la problématique, par une description de l'interaction sol-renforcement et le dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé, et en particulier à la présentation de quelques paramètres régissant le comportement des ouvrages de soutènement renforcés.

Le quatrième chapitre sera réservé pour la présentation de projet (résultats et interprétation reconnaissance du site)

Le cinquième chapitre présente l'étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par géogrille. Cette contribution traite l'influence de l'interface sol-parement et l'inclinaison du remblai et du parement, sur le plan de rupture interne, les forces maximales de traction dans les nappes de géogrille, ainsi que les déplacements latéraux de parement et le facteur de sécurité.

Et on termine par l'ensemble des résultats des simulations , discuté et comparé aux résultats d'autres auteurs disponibles dans la littérature.

Chapitre 1

Recherche bibliographique sur
la terre armée

Chapitre 1 : Recherche bibliographique sur la terre armée**1. Introduction:**

Nous allons rappeler les notions essentielles et relatives aux ouvrages de soutènement, Il sont conçus pour créer un dénivelé entre les terres situés à l'amont et à l'aval de l'ouvrage, leurs rôles sont destinés à prévenir l'éboulement ou le glissement des talus, et de retenir les massifs de terre. On distingue deux grandes familles d'ouvrage de soutènement : (les murs , les écrans) la conception de ces ouvrages dépend de la nature du sol la topographie, des sollicitations auxquels il est soumis. Il existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques :(Murs poids en béton, pierre, en maçonnerie, aux parois ancrées, murs en sol renforcé).

Le renforcement des sols s'agit d'un remblai granulaire, mise en place par couches successives horizontales d'épaisseurs prédéfinies compactées soigneusement, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement. Cette technique remonte aux années soixante dans le domaine de génie civil au début l'utilisation de cette technique ne s'est pas généralisé, a connu un début timide, son expansion s'est fait à partir des années 1970.

1. Définition des ouvrages de soutènement :

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. On peut classer les ouvrages de soutènements en deux catégories :

Les ouvrages rigides pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable.

Les ouvrages souples, pour lesquels la surface de contact est déformable. Ils sont essentiellement employés :

- ✓ Protection des chaussées en zones montagneuses contre les risques de glissements de terrain ou d'avalanches.

Que ce soit sur des sites urbains pour réduire l'impact des remblais naturels pour la construction de routes, de bâtiments ou d'ouvrages d'arts.

Un mur de soutènement se compose de deux parties de base : un puit, un mur résistant pour retenir le sol derrière et une fondation, dans laquelle le puit est encastré pour assurer la stabilité de la structure.

La figure suivante montre les différents éléments d'un mur de soutènement.

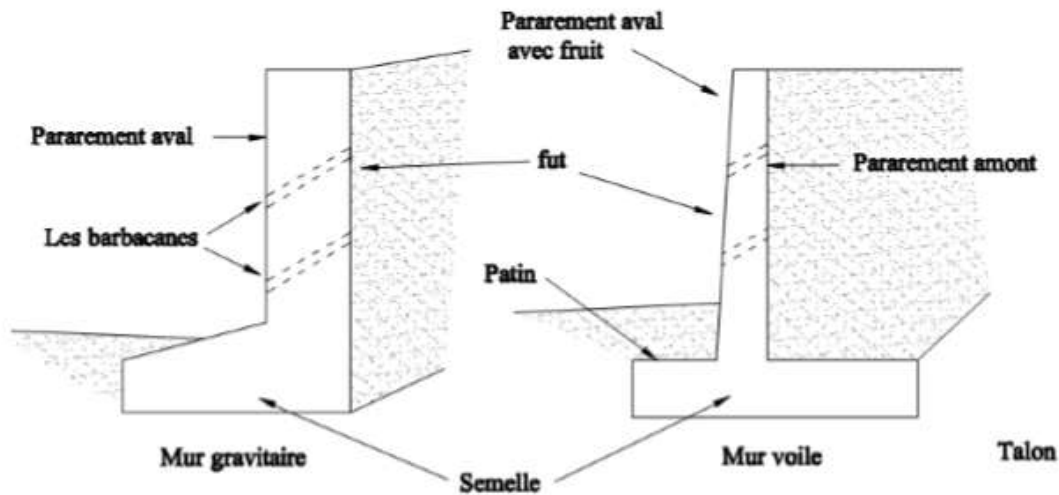


Figure 1. 1:Les diffèrent éléments d'un mur de soutènement

2. Les différents types des ouvrages de soutènement :

On classe les murs de soutènement en deux grandes catégories, en exerçant une forte poussée contre les terres retenues :

2.1. Murs gravitaires ou murs-poids :

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre...). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.[1], Que l'on retrouve pour des ouvrages d'une hauteur inférieure à 3 mètres.

La figure ci-dessous illustre les différents types de murs gravitaires ou murs poids.

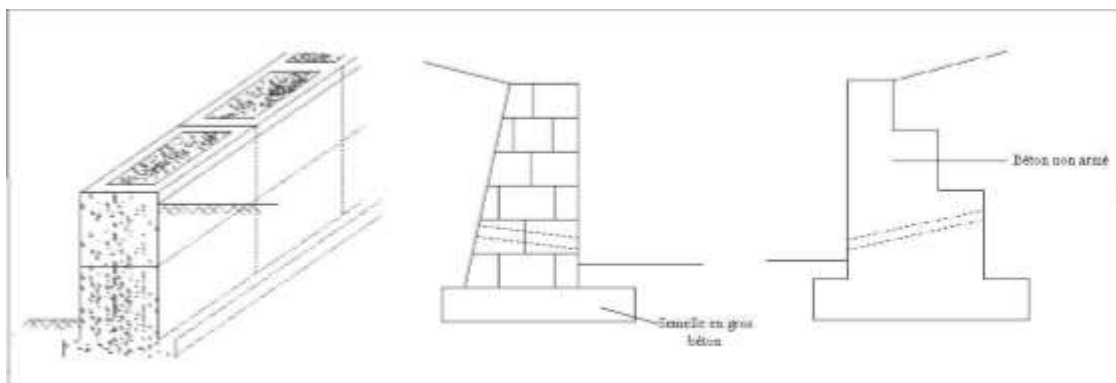


Figure 1. 2:Les différents types de murs gravitaires ou murs poids.

2.2. Les gabions:

Mur formé de gabions c'est-à-dire de cubes grillagés remplis de blocs de carrière ou de blocs d'alluvions. Ils réalisent un massif de butée auto drainante, en pied de glissement (de même que les massifs de butée en enrochements). A l'origine, le gabion est un cylindre en tressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications.[1]

Un exemple d'un gabion est présenté dans cette figure (1.3)



Figure 1. 3:Exemple d'un gabion

2.3. Les caissons végétaux sables:

Les caissons permettent de réaliser toutes sortes de soutènement et de s'adapter naturellement à tous les profils de pentes quelque soient les contraintes des terrains. Ils sont régulièrement entretenus et arrosés, ils disparaissent au fils de temps sous une végétation choisie à l'avance.



Figure 1. 4:Exemple de chantier en caissons Rboul

2.4. Massifs en sol renforcé:

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

disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement.[1]



Figure 1. 5: Ouvrage en remblai renforcé PK22+400 pénétrante Tizi Ouzou

3. Le classement des ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement peuvent retenir des terrains remblayés, c'est-à-dire des terrains rentrés ou des terrains préservés lors du creusement. La poussée exercée par la masse de sol retenue peut être absorbée de plusieurs manières. On distingue trois modes : (les tableaux 1.1,1-2,1-3)

La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.

- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par des ancrages.

3.1. Ouvrages Rigides:

A cet effet, la surface en contact avec le sol est dimensionnellement stable. Les contraintes sont déterminées par le déplacement. Les murs de soutènement traditionnels sont la structure la plus courante dans cette catégorie. La poussée est portée par le poids de la structure (murs poids) ou par l'encastrement de la structure dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids de la terre à travers les fondations contribue à la stabilité de la structure.

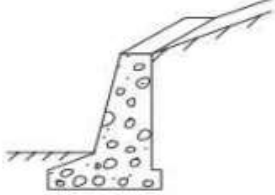
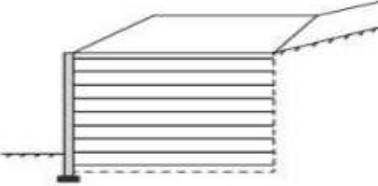
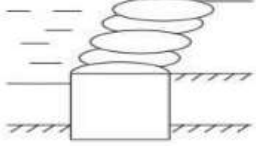
Type d'ouvrage	Caractéristique de fonctionnement
 <p data-bbox="260 568 751 607">Mur-poids en béton ou en maçonnerie</p>	<p data-bbox="799 324 1276 465">Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels .</p>
 <p data-bbox="379 891 635 929">Mur en sol renforcé</p>	<p data-bbox="799 656 1276 907">Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation</p>
 <p data-bbox="316 1167 699 1256">Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p>	<p data-bbox="794 981 1276 1122">La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple</p>

Tableau 1. 1:Ouvrage de soutènement qui reprend la poussée par leur poids

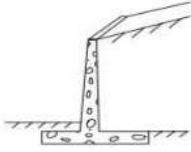
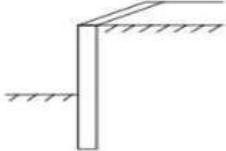
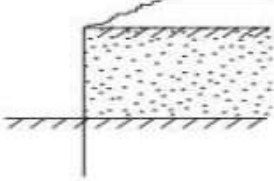
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p data-bbox="268 432 651 465">Mur cantilever en béton armé</p>  <p data-bbox="309 719 608 752">Mur en parois moulées</p>	<p data-bbox="751 315 1249 622">Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.</p> <p data-bbox="751 701 1249 1008">Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.</p>
 <p data-bbox="204 1245 715 1328">Rideau de palplanches, encastré dans le sol de fondation</p>	<p data-bbox="746 1032 1249 1234">Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage</p>

Tableau 1. 2:Ouvrage de soutènement qui reprend la poussées par leur encastrement

3.2. Ouvrages Souples:

La contrainte déformable à l'interface dépend non seulement du déplacement du baffle, mais aussi de sa propre déformation (interaction sol/structure). Le représentant structurel standard de cette catégorie est le mur de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise en encastrant la structure dans le sol ou à l'aide d'ancrages.

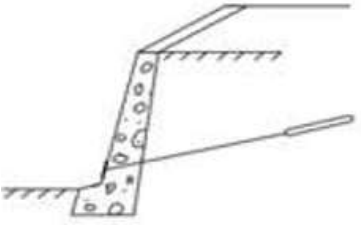
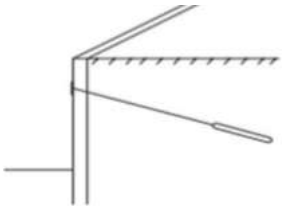
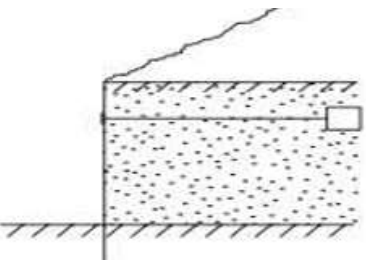
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
 <p data-bbox="336 566 603 600">Murs en béton ancré</p>	<p data-bbox="778 324 1310 741">Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection</p>
 <p data-bbox="352 898 603 931">Paroi moule ancré</p>	
 <p data-bbox="384 1310 560 1344">Rideau ancré</p>	<p data-bbox="767 1041 1321 1406">Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.</p>

Tableau 1. 3:Ouvrage de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol fondation.

4. La terre armée:

4.1. L'idée et les recherches:

Henri Vidal invente le mécanisme fondamental du sol renforcé et introduit pour la première fois la Terre Armée comme un type alternative des ouvrages de soutènement des sols[2], en 1958 il se trouvait sur une plage, il prit son journal, l'étala et versa du sable dessus ; puis il roula le journal en le fermant aux deux extrémités, et constitua ainsi une sorte de saucisse dont la peau était le journal et la chair était le sable , Et alors il se demanda, on n'est pas

ingénieur pour rien, quelle était la « solidité » de cette saucisse Pas d'hésitation, il prit deux briques, les plaça verticalement à quelques centimètres de distance l'une de l'autre, posa le rouleau de sable en travers, comme un pont entre les deux briques et appuya dessus avec la main le rouleau tient bon. Vidal s'enhardit et appuya plus fort, le rouleau résista encore, encouragé Vidal mit le pied sur le rouleau, et progressivement appuya de plus en plus fort jusqu'à mettre tout son poids : le rouleau tient bon jusqu'à la fin. Le premier, fit réaliser un ouvrage en Terre Armée un mur de soutènement, à PRAGNERES dans les Pyrénées 1965.[3] Qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963.

5. Définition et Principe:

Le sol renforcé est un mode de construction basé sur l'association d'un remblai compacté et d'une armature (métallique ou synthétique) fixée au parement son principe est la création d'une liaison permanente entre deux composants (sol et armature) grâce au frottement généré au point de contact entre le sol et l'armature.

La figure suivante représente un massif en terre armé.

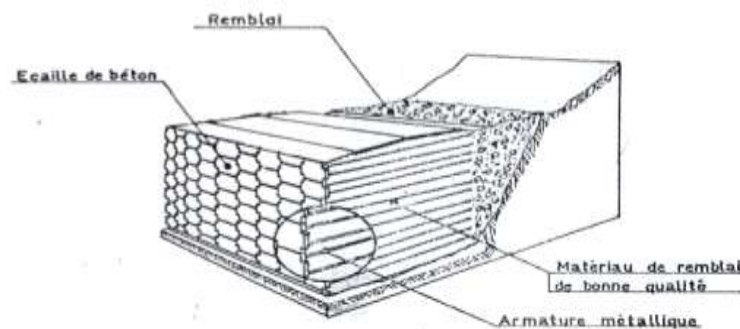


Figure 1. 6: Massif en terre armée

6. Les éléments de la terre armée :

Chaque un de ces éléments a une influence directe sur sa stabilité
 Cette figure montre les éléments d'un mur en terre armée.

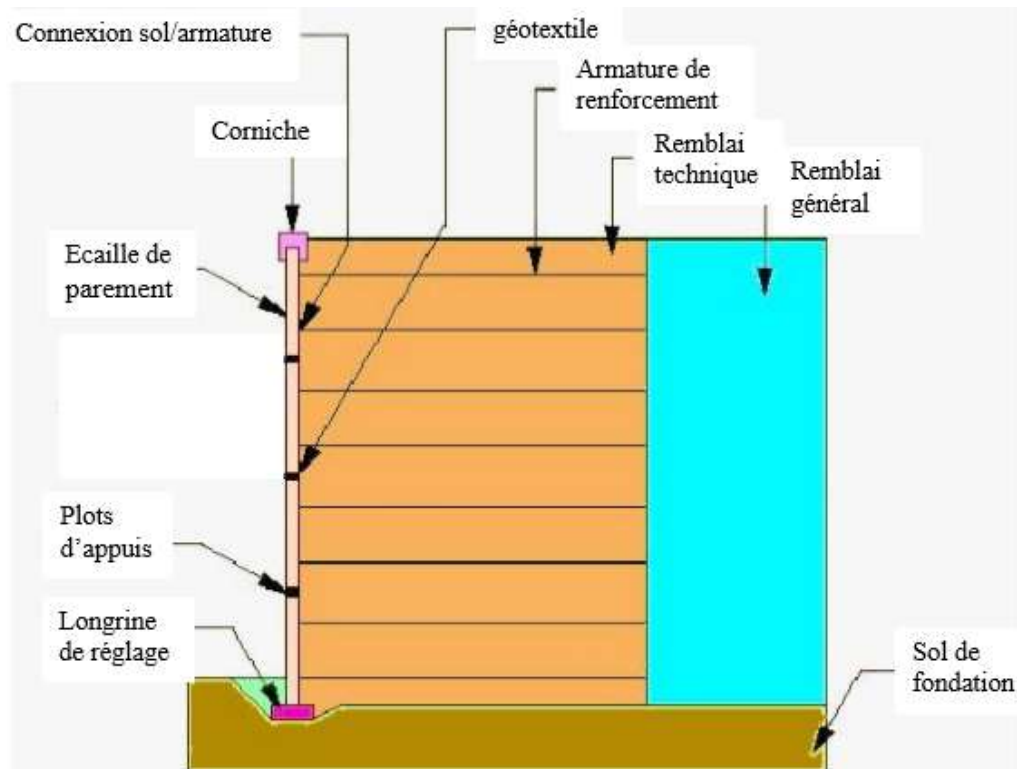


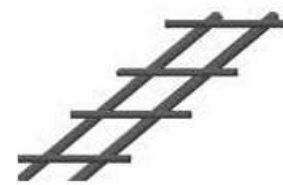
Figure 1. 7: les éléments d'un mur en terre armée

6.1. Les renforcements :

Les renforcements se présentaient à l'origine sous la forme de bande métallique lisse galvanisée (tôle de 60 à 80 mm de large et 3 mm d'épaisseur). Leur mode de protection a évolué à partir des années soixante-quinze vers le laminage chaud, permettant le développement d'un renfort nervuré à haute adhérence. D'autre type de bande d'armature métallique telle que les treillis soudés. Ils ont connu un développement et bien utiliser dans les structures de la terre armée. Le renforcement le plus utilisé aujourd'hui sont les barres d'armatures métallique à forte adhérence.



Bande métallique haute adhérence



Treillis soudé

Figure 1.8: Armature métallique

Les armatures doivent avoir les propriétés suivantes :

- Une excellente résistance à la traction, une rupture non fragile et un faible fluage.
- Bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai.
- Économique et durable.

6.2. Le matériau de remblai :

Le matériau de remblai peut être soit un sol naturel, soit un matériau d'origine industrielle. Il ne doit pas contenir de terre végétale, de matière dégradable (qui peut se décomposer) ou de déchets ménagers.

6.3. Remblai générale :

Ce dernier, c'est le sol qui forme l'arrière du mur, non renforcé par des barres.

6.4. Remblai technique :

Le remblai technique peut être d'origine naturelle ou industrielle. Il représente une section renforcée par une barre d'armature qui répond aux critères d'exigences, géotechniques (granulométriques pour assurer le frottement sol-armature, corrosion ...).

Critères de mise en œuvre (assurer un bon compactage) critère électrochimique (la durabilité des armatures).

- **Critères géotechniques :**

Les critères définissent selon l'ensemble de recommandation (SETRA LCPC FHWA)

-les matériaux comportant moins de 15% d'éléments supérieurs à 250 mm.

-Vérification de coefficient d'uniformité de remblai $C_u = D_{60}/D_{10}$ (D_{60} et D_{10} représentent les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60% et 10% du poids totale). Dans le cas où C_u inférieurs à 2, il faut dimensionner l'ouvrage en conséquence. Dans notre cas les caractéristiques granulométriques et mécaniques se trouvent dans l'annexe B.

- **Critères de mise en œuvre :**

Ces critères de résistance ultime garantissant un bon compactage du matériau et une facilité de mise en œuvre, sont essentiels pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

-La granulométrie maximale dépendra du choix du renforcement afin que l'endommagement dû à sa mise en œuvre reste dans les limites fixées par le projet.

La couche de remblai est posée lors de la pose des éléments de face avec une épaisseur de 35 à 40 Cm, correspondant à la mi-distance entre deux lits de renforts. Il faut éviter que les engins passent directement au-dessus de renforts, et que les engins lourds soient empêchés de circuler à moins de 1,50 m des éléments de faces ; le taux de compactage en tout point de massif en sol

renforcé doit être supérieure ou égale 95% de l'optimum Proctor normale ; la teneur en eau de matériaux ne doit jamais être supérieure à celle de l'optimum Proctor.

- **Critère chimique ou électronique**

Critères chimiques et électrochimiques, liés à l'amélioration de la durabilité des renforts :

Renfort métallique :

- La résistivité
- Le PH
- La teneur en sels solubles
- La teneur en ions chlorure
- La teneur en ions sulfate
- La teneur sulfures totales

Renfort synthétique :

Pour les renforts en terre armée seul le critère de PH doit être vérifié.

Leurs caractéristiques se trouvent dans l'annexe A

7. Parement

La fonction principale de parement (élément de face) de sol renforcé est la protection contre l'érosion du remblai renforcé et assurer la stabilité locale. Les principaux types de parement sont :

- Parement Terratrel** : en treillis métallique, Renforce et permet à la surface de végétaliser. Géogrille ou géotextile non tissé peut lui être associé

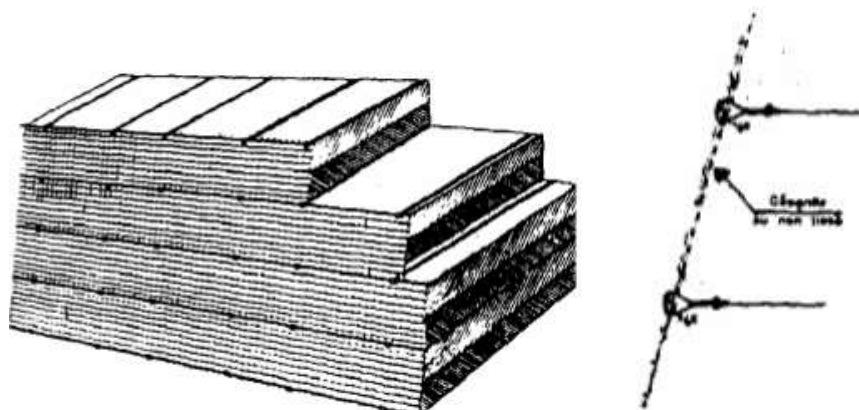


Figure 1. 8:Parement Terratrel

- Le parement en écailles** : Ce sont des plaques de béton cruciformes, le parement des ouvrages en Terre Armée est constitué d'écailles cruciformes de béton préfabriqué dans lesquelles sont scellées des amorces métalliques permettant l'accrochage des bandes de renforcement au moyen de boulons d'acier.

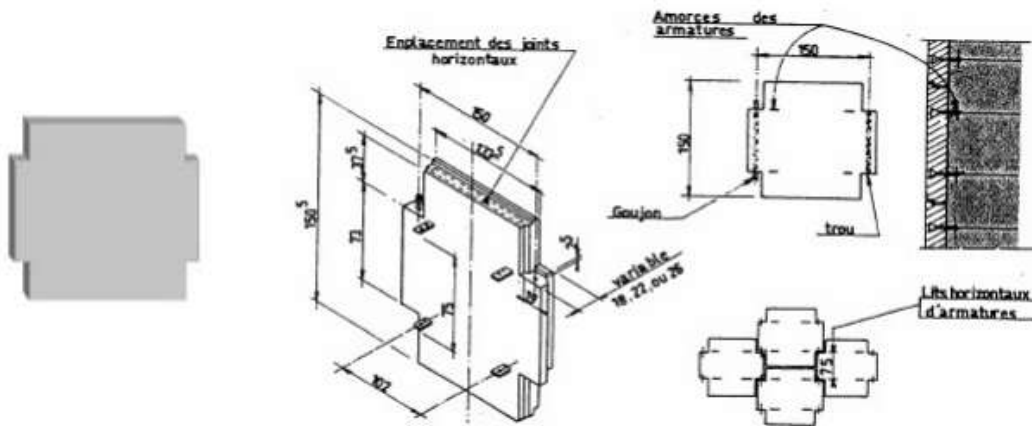


Figure 1. 9: Parement en écaille de béton

- c. **Parement en blocs modulaires de béton** : Ce sont des blocs en béton non ferrailés à différentes catégories.

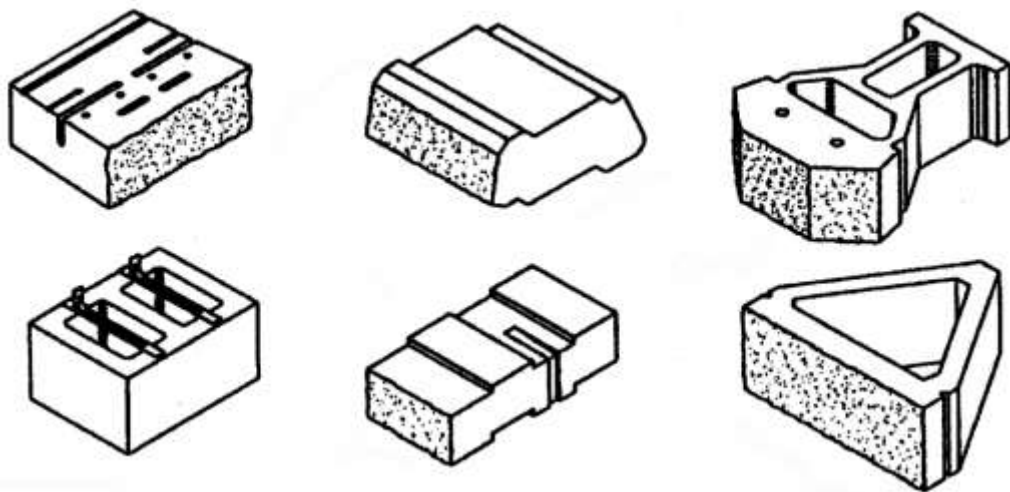


Figure 1. 10: Blocs modulaires (NCMA,1997)

Dans les premiers temps, l'équipement de base du parement était un cylindre métallique à section semi-elliptique.

8. Panneaux aux écailles de la façade de Mur :

Ces panneaux ne jouent pas le rôle de soutènement, ils servent à fixer le sol aux murs, généralement (béton ; métal) les plus utilisés sont les écailles cruciformes.

L'écaille cruciforme, de 1,50 m sur 1,50 m, son épaisseur actuelle est d'environ 14 cm, correspondant à un poids total d'environ 0,8 t. Trois types d'écailles sont aujourd'hui

couramment utilisés : les types A4, C4 et C6. Ces trois types dépendent principalement du mode d'armement de l'écaille. Pour un mur courant d'une hauteur de 10 m, on utilise en général :

- L'écaille de type A4 non armée pour la partie supérieure du mur (sur 6 m).
- L'écaille de type C4 ou A6 armée pour la partie inférieure du mur (sur 4 m).[4]

Comme le montre la figure suivante.



Figure 1. 11:: Ecailles cruciformes

9. Plots d'appuis:

Les plots d'appuis sont formés avec des charges et des nervures élastomère insérées entre deux écailles pour assurer un espacement suffisant, et évitant les points de contact avec le béton qui provoque la compression du système pour assurer un bon fonctionnement de la terre armée.

9.1. Filtre géotextile :

Ce filtre est utilisé pour couvrir les joints entre les dalles placées à côté de sol de renforcement au dos des panneaux, drains.

9.2. Semelle de réglage :

Il s'agit d'une fondation en béton ordinaire utilisé pour assurer un bon niveau, et placer la première rangée d'écaille.

9.3. Connexion panneau armature :

L'armature métallique est généralement un système de chapes métalliques noyées dans de béton à des cailles lors de leur préfabrication.

L'armature synthétique, encastrement de la gaine PE pour une fixation optimale.

9.4. Mise en œuvre de la terre armée :

Comme pour le remblayage classique, la mise en place d'un sol renforcé est simple et rapide.

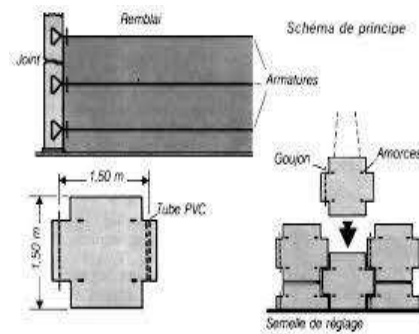


Figure 1. 12:Schéma de principe de mise en œuvre de la terre armée

La construction d'une structure en terre armée comprend l'étape suivante :

- Prépare la fondation pour la construction, Montage d'un niveau d'éléments de parement
- Mise en place et compactage de la première couche de remblai d'environ 40 cm, Le remblai est mis en place en couches successives de compactage.
- Ensuite la mise en place de premier lit d'armature attaché aux échelles on refait cette application jusqu'à atteindre la hauteur voulue. A la fin en met en place le filtre en géotextile à l'arrière de panneau et les pilots d'appuis.

9.5. Avantage et domaine d'application :

9.5.1. Ouvrages routiers :

La construction de soutènement en terre armée est utilisée dans les routes et l'autoroute, les sites urbains (les culées mixtes, les talus raids, murs sous chaussée).

9.5.2. Ouvrages ferroviaires :

Les ouvrages ferroviaires sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro, Le dimensionnement des soutènements est adapté pour satisfaire aux exigences accrues en termes de surcharge et de niveau de sécurité, en particulier pour les ouvrages ferroviaires des lignes à grande vitesse.

Les structures en terre armée résistent remarquablement bien aux vibrations engendrées par le passage des rames.[4]

9.5.3. Ouvrages maritimes et fluviaux :

Ces ouvrages sont résistant aux charges très lourdes, que les inondations, les marées hautes, la houle, les tempêtes, les forces des glaces et les impacts divers (bateaux, naufrages, etc.), rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblais.

9.5.4. Ouvrages industriels et de protection :

La terre armée a été adoptée très tôt pour répondre aux besoins d'aménagement des terrains industriels. Ces derniers ont plusieurs caractéristiques qui permettent de respecter les contraintes liées à la géométrie (pente du mur, rectiligne ou circulaire) quelles que soient la hauteur et l'aspect (écaillé de béton, peau métallique, bardage treillis), résistance aux vibrations (tamisage et écrasement), excellente résistance aux fluctuations thermiques.



Figure 1. 13:Utilisation de la terre armé

10. Avantage

La terre armée présente certains avantages :

- Massif obtenu avec une grande souplesse.
- Forte résistance mécanique.
- Le cout relativement faible.
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés.
- La nature flexible des systèmes des murs de soutènement segmentaires et la petite taille des blocs modulaires permettent à construire des murs à géométrie complexe dans des conditions défavorables du site.
- Réduit la pénétration de la charge dans le sol in situ et réduit le mouvement de la terre.
- Rapidité d'exécution : L'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (renforts, parements) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger.

11. Mécanisme des structures en terre armée :

Les études et les techniques de renforcement des sols ne cessent depuis l'invention en 1960, Henri Vidal invente le mécanisme fondamental de ce dernier et introduit pour la première fois la terre armée comme un type alternatif des ouvrages de soutènement, Le concept de base du

système de soutènement en terre armée est le transfert des contraintes de cisaillement à l'intérieur de la masse du sol au renforcement. (Mitchell et Villet, 1987). Deux approches ont été employées pour expliquer le mécanisme de renforcement. Le système discret et l'approche du matériau composite.

Le système discret, présenté à la figure (1.14) indique que les forces de cisaillement supplémentaires de la masse de sol instable sont transférés au renforcement sous deux formes : Frottement et Adhérence. Le frottement est le composant de la résistance au cisaillement qui est proportionnelle à la contrainte normale agissant sur le plan de cisaillement. L'adhérence est la résistance au cisaillement entre différents matériaux (sol en armatures) et elle est indépendante de la contrainte normale (Hausmann, 1990)[2]

L'autre approche pour expliquer le mécanisme de renforcement du sol renforcé est de l'analyser comme un matériau composite. Schlosser et Long (1972) et Yang et Singh (1974) ont employé un concept de cohésion apparente. Hausmann (1976) et Hausmann et Lee (1976) ont également interprété le mécanisme de renforcement en utilisant des concepts similaires, résume l'approche composite dans le mécanisme de renforcement en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb d'après Hausmann (1990), le cercle de Mohr N° 0 représente un élément composite du sol renforcé à son état initial. On suppose que cet élément a le renfort inséré dans le plan horizontal, et qu'une paire de contraintes principales (verticale et horizontale, où la contrainte verticale est une contrainte principale majeure) sont appliqués sur lui. Quand la contrainte verticale augmente, le cercle de Mohr se déplace à des niveaux de contraintes plus élevés. Le cercle de Mohr N°1 représente l'état de rupture si le sol n'est pas renforcé, et le cercle de Mohr N°2 représente la condition de rupture du sol composite renforcé.

La différence entre σ_{21} et σ_{11} est la contrainte verticale supplémentaire que le sol peut supporter à l'aide du renforcement. La ligne A est l'enveloppe de défaillance du sol non renforcé. Les lignes B et C sont deux enveloppes de défaillance hypothétiques qui sont utilisées pour définir la défaillance (rupture) du sol composite renforcé. La ligne B représente l'hypothèse que le sol renforcé et le sol initial ont le même angle de frottement interne. L'armature apporte une cohésion supplémentaire au sol stratifié (Figure 1.15). La ligne C_{comp} représente l'hypothèse selon laquelle le sol renforcé a un angle de frottement interne plus élevé en raison de la présence de renforcement. Les équations I-1 et I-2 sont les équations des lignes B et C, et :

$$\text{➤ } \tau = C_{\text{comp}} + \sigma \times \tan \phi_{\text{comp1}} \text{ (ligne B)} \quad (1)$$

$$\text{➤ } t = \sigma \times \tan \phi_{\text{comp2}} \text{ (ligne C)} \quad (2)$$

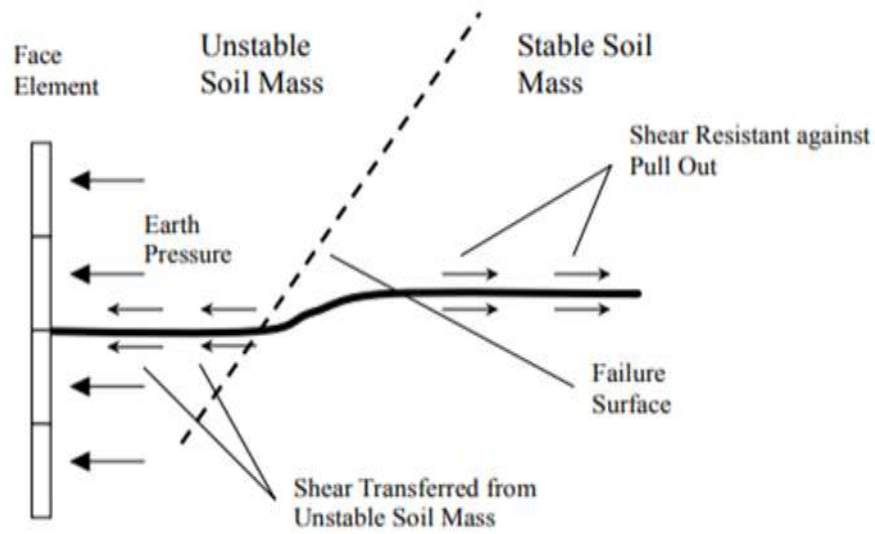


Figure 1.15: Mécanisme du sol renforcé par le système discret (Hausman ,1990)[2]

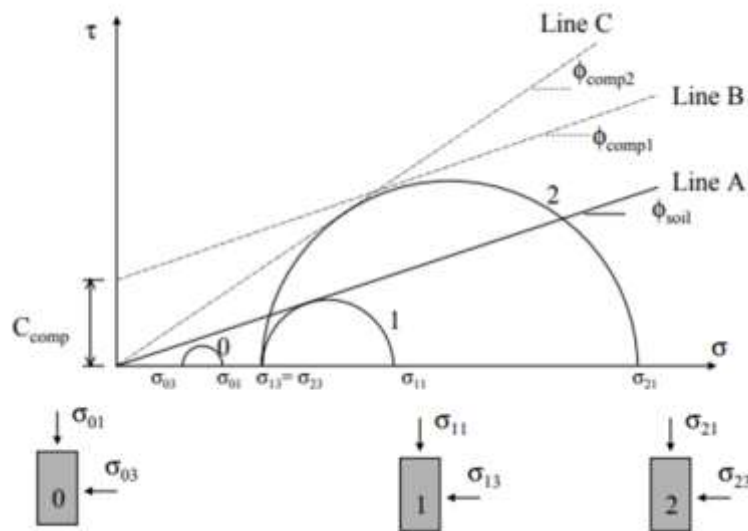


Figure 1. 14: Critère de rupture Mohr-Coulomb du sol renforcé[2]

Boyle (1995) a vérifié expérimentalement que l'hypothèse proposée par la ligne C (Equation 2) est plus appropriée pour expliquer le mécanisme de renforcement des sols composites (géosynthétiques). Boyle a constaté que lors de la mise en tension des géosynthétiques, la tension créée dans le renforcement augmente la pression latérale agissant sur le sol, entraînant une augmentation de la résistance du sol.

En ce qui concerne le mécanisme de rupture des sols renforcés (géosynthétiques), Hausmann & Lee (1976) et Gray & Ohashi (1983) ont trouvé que sous faible pression de confinement, la rupture des sols renforcés se produit généralement au niveau de l'interface sol-renforcement glissant ; et, à des niveaux plus élevés pressions de confinement, la rupture se produit en raison de la rupture des armatures. Cependant, cette observation dépend des propriétés du matériau de renforcement et de l'interface entre le renforcement et Le sol. L'approche du système discret convient à l'analyse des défaillances à des pressions de confinement faibles et élevées, bien qu'elle implique des transformations de force complexes[2]

En revanche, l'approche des composites, bien qu'avec moins de transformation de force inter couche, nécessite un bon modèle de contrainte-déformation constitutive pour expliquer le comportement très différent des composites à différentes pressions de confinement.

12. Comportement de la terre armée :

Le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé dépend beaucoup de la déformabilité et de la rigidité relative des inclusions. Parmi les techniques mentionnées précédemment, la Terre Armée représente le cas où les inclusions sont linéaires, inextensibles et complètement flexibles. Deux zones présentant un comportement différent peut être distinguées :

- Une zone active située juste derrière le parement : ce massif de sol est en état d'équilibre limite et pousse sur le parement, mettant ainsi les armatures en traction.
- Une zone passive stable dans laquelle les armatures s'ancrant en travaillant à l'arrachement, de manière à absorber l'effort de traction auquel elles sont soumises

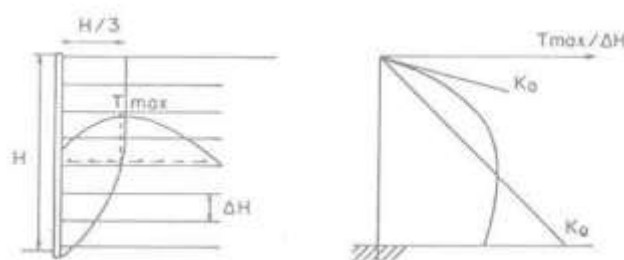


Figure 1. 15:Comportement d'un mur de soutènement en terre armée

13. Classification des ouvrages en terre armée :

Pour la conception des ouvrages en terre armée, son dimensionnement, le suivi et le choix des matériaux, il est fait en référence au classement selon les trois critères suivants :

a. Notion de durée de service :

La durée de vie d'un ouvrage en sol renforcé est liée à la durabilité de l'armature en contact avec le sol et à sa teneur en eau. Pour les renforts métalliques, cette durabilité dépend essentiellement du type et de l'intensité des phénomènes de corrosion. Le concepteur doit dimensionner la structure en sol renforcé pour une certaine durée de vie spécifiée pour le projet. Une distinction doit être faite entre la durée de vie minimale attendue et la durée de vie estimée, qui peut être considérablement plus longue. Si un ouvrage est prévu pour une durée de vie, après ce temps la sécurité doit être assurée selon les règles de justification en vigueur au moment de la construction. Actuellement, il n'existe pas de texte réglementaire précis sur la durée d'utilité minimale des ouvrages en général. Pour les terrassements renforcés avec le haut niveau de sécurité requis, il est recommandé de vérifier régulièrement l'état des armatures à l'aide d'indicateurs de durabilité. Il s'agit d'échantillons de raidisseurs intégrés dans le remblai qui peuvent être facilement retirés de l'extérieur du parement.

On définit trois classes :

- ❖ Les ouvrages "provisoires" à durée de service minimal de 5 ans, Les ouvrages "temporaires" à durée de service minimal de 30 ans,
- ❖ Les ouvrages "permanents" à durée de service minimal de :
 - 70 ans pour les constructions ordinaires (ouvrages de soutènement principalement),
 - 100 ans pour les culées de ponts, et plus généralement pour tous les ouvrages à haut niveau de sécurité.

b. Classification en fonction de l'agressivité du site d'implantation :

On distingue quatre classes :

Les ouvrages terrestres hors d'eau : ce sont les ouvrages qui ne sont jamais immergés

Les ouvrages exposés aux eaux douces : Ceux-ci sont ajoutés en totalité ou en partie à une eau qui peut potentiellement être qualifiée d'eau potable en raison de sa salinité, qui se caractérise par sa teneur en ions chlorure (Cl⁻) et en ions sulfate (SO⁴⁻). Temporairement immergé dans l'eau. [Cl⁻] 250 mg/l et [SO⁴⁻] 250 mg/l.

L'ouvrage en site maritime : Il s'agit d'ouvrages pouvant être totalement ou partiellement immergés, de façon permanente ou temporaire, dans l'eau de mer, ou exposés directement aux vagues ou aux embruns. L'eau saumâtre désigne l'eau provenant de l'embouchure des rivières et des lagunes, et généralement l'eau entre la salinité de l'eau douce et celle de l'eau de mer.

Les ouvrages particuliers : Il s'agit d'ouvrages exposés à des conditions particulièrement agressives (ouvrages exposés à des risques d'écoulement, ouvrages de stockage ou de protection de liquides agressifs, etc.).

c. Classification en fonction du niveau de sécurité souhaité :

On distingue deux classes :

- Les ouvrages « ordinaires » : Ce sont essentiellement des murs de soutènement
- Structure « haut niveau de sécurité » : Il s'agit principalement de culées, d'ouvrages supportant des voies ferrées et de barrages.

14. Mécanisme de rupture:

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé nécessite la vérification des conditions de stabilité en considérant les différents modes de rupture. Pour cela il est indispensable de déterminer les forces de traction maximale dans les nappes de renforcement, l'espacement verticale entre ces nappes et la longueur de renforcement et pour assurer l'équilibre interne et externe de l'ouvrage.[5]

Les modes de rupture possible sont présentés dans la **Figure (1. 16)**

14.1. Mécanisme de rupture externe :

L'analyse de la stabilité externe des murs de soutènement en terre armée, D'après NF P94-270(4.7.2), on distingue trois modes de rupture :

- Glissement : La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. A défaut la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.
- Renversement : Soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.
- Poinçonnement : revient à l'excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité.
- Glissement général d'ensemble.

14.2. Mécanisme de rupture interne :

- Rupture par cassure des armatures : Selon le plan de Rankine ou Coulomb, On peut établir une rupture interne. Cette rupture se produit lorsque la force de traction dans les nappes de renforcement dépasse sa valeur ultime.
- Rupture par défaut d'adhérence : Elle se crée lorsque la force de traction maximale dans les nappes de renforcement est supérieure à la résistance au cisaillement sol-renforcement.

- Rupture du parement : Rupture du système de connexion, Rupture de parement par cisaillement, Rupture des blocs du parement.
- Rupture d'ensemble (armature-sol-parement) : Il s'agit d'un grand glissement qui entoure le mur. Afin de réparer la rupture interne globale (surface de renforcement du sol), la force de traction maximale exercée sur le renforcement et la forme de la surface de glissement critique doivent être déterminées.

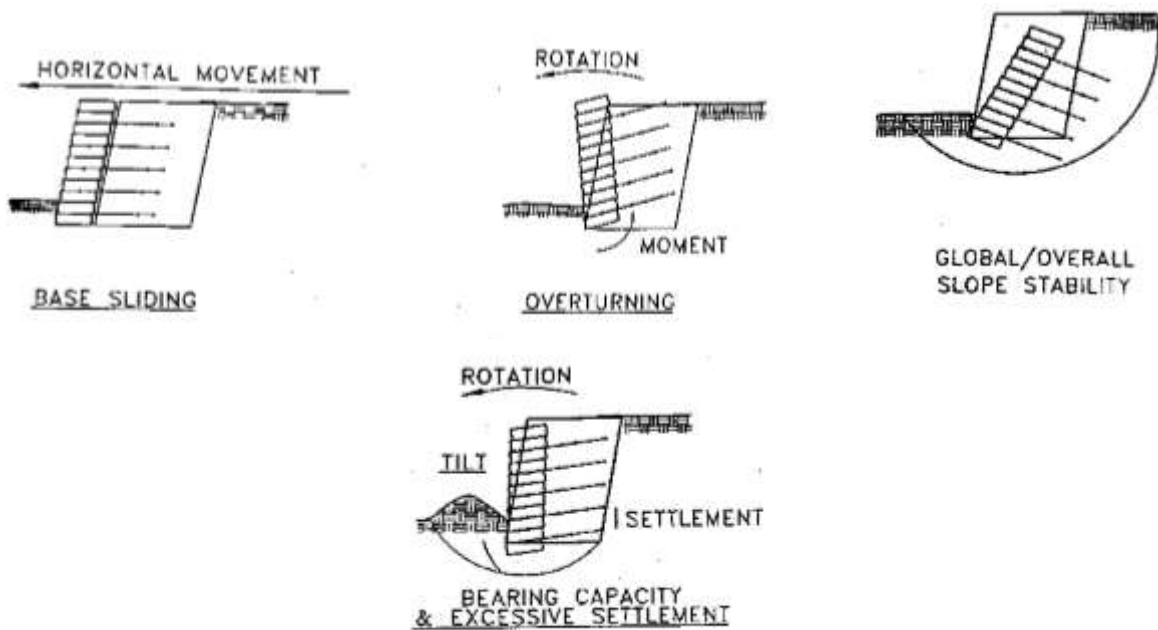


Figure 1. 16:mode de rupture externe [2]

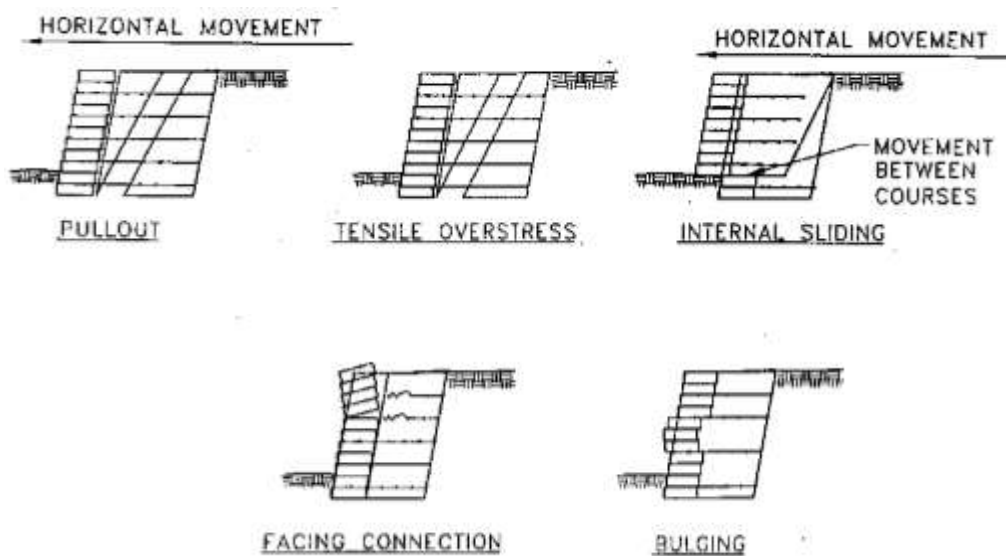


Figure 1. 17:Mode de rupture interne et globale[2]

15. Renforcement des sols:

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques consistant à améliorer la résistance initiale du sol par densification comprend la modification du sol considéré par des techniques de chargement, ou par des techniques d'injection de liants ou de matériaux solides.

L'inclusion d'éléments linéaires résistants, généralement métalliques. Le sol d'origine n'a généralement pas de résistance à la traction, mais ses propriétés mécaniques peuvent être améliorées en ajoutant ces inclusions. Le phénomène d'interaction entre le sol et l'inclusion est fréquemment le frottement et dans ce cas le renforcement n'est possible et économique que si le sol possède un bon squelette granulaire permettant de développer un frottement interne à court terme.

16. La géosynthétique et ses domaines d'applications :

Le renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géosynthétiques est l'une des techniques qui évoluent actuellement, la conclusion des chercheurs Schlosser et al (1998), Koerner (2001), Allent et al (2002,2003). Même si elle diffère mais elle met en évidence la nécessité d'approfondir les études concernant ce type de renforcement.

Les géosynthétiques sont principalement utilisés pour augmenter la résistance des remblais porteurs et représentent une alternative économiquement et techniquement intéressante.

17. Définition et l'origine de la géosynthétique :

Géosynthétique est un terme général désignant un produit dont au moins un composant est à base de polymères synthétiques ou naturels, sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles, en contact avec l'armature ou avec le sol dans le domaine de génie civil généralement et la géotechnique particulièrement.

Les principaux polymères utilisés pour la fabrication de géotextile sont :

- Le polyester (PET) L'avantage du PET est le faible allongement associé à une haute résistance à la traction (haute ténacité)
- Le polypropylène (PP) L'avantage du PP Il a également une très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.
- Le polyvinyle (PVA) L'avantage du PVA Allongement extrêmement faible et excellente résistance chimique.

Les principaux produits géosynthétiques sont :

Géotextiles : Sont des produits tissés à base de polymères utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil, tissés, non tissés ou tricotés. Les fonctions des géotextiles souterrains sont la séparation, le filtrage et le renforcement.

Un non tissé : C'est un géotextile sous forme de nappes manufacturées, constitué d'un voile ou nappe de fibres unidirectionnelles ou réparties de manière aléatoire, dont les liaisons peuvent être de natures diverses.

- La liaison mécanique est obtenue en enchevêtrant les fibres après qu'une série d'aiguilles soient immergées dans une « aiguille polaire » à laminage de feuilles.

- Le collage chimique se fait avec des résines ou des émulsions qui appartiennent à des composés similaires au caoutchouc naturel.

- Le thermocollage est réalisé par calandrage (action combinée de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffés.

Une fusion partielle des points de contact des fibres est réalisée :

Un tissé : Soit des tissés de fils mono filaments, soit des tissés de fils multifilaments dont chaque fil est constitué de plusieurs brins élémentaires soit des tissés de bandelettes de films extrudés à base de polyéthylène, ou de polypropylène. Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressantes sur le plan hydraulique cependant il entraîne une anisotropie en plan.

Géotextile tricoté : C'est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.

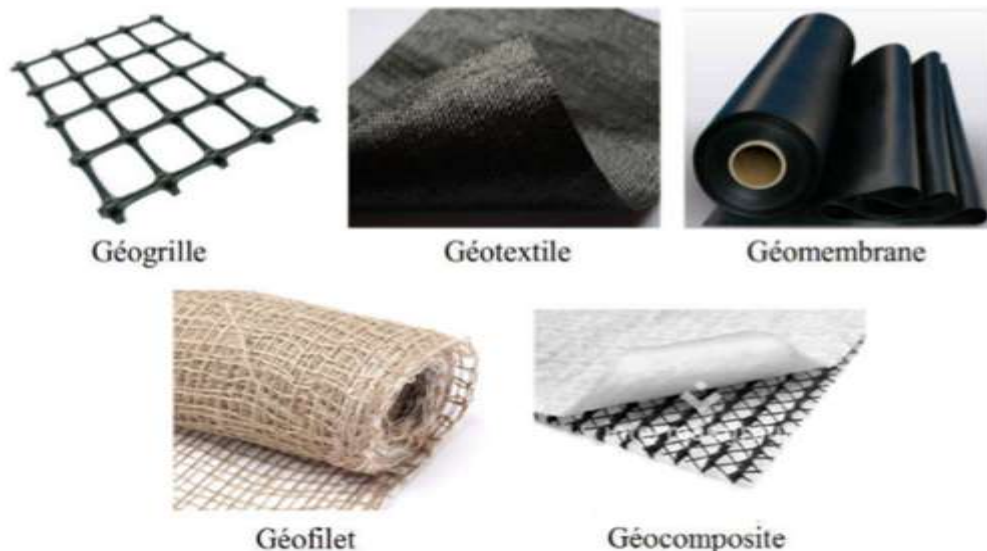


Figure 1. 18:: Différents types de géo-synthétique

Géocomposites : Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé.

Géomembranes : Nappe étanche, souple, fine et sans fin de produits synthétiques ou bitumineux utilisés en géotechnique et en génie civil. Par conséquent, l'application principale de la géomembrane est comme barrière étanche entre le sol et les liquides.

Géogrilles : Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère composée d'un réseau ouvert et régulier d'éléments tendus pouvant être assemblés par extrusion, collage, ou tressage, dont les ouvertures sont plus grandes que les composants et la réception de la terre ont les dimensions.

18. Fonctions et applications principales de la géosynthétique :

Les géosynthétiques sont présentés dans plusieurs Domain :

Applications	Fonctions					
	Séparation	Protection	Filtration	Drainage	Renforcement	étanchéité
Terrassements routier Et ferroviaire	✓		✓	✓	✓	
Ouvrage de drainage	✓		✓	✓		
Berge fluviales et maritime	✓		✓	✓	✓	
Canaux	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Tunnels		✓	✓	✓		✓
Déchet solide	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Soutènement et fondation	✓		✓	✓	✓	
Barrage et réservoir	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Déchet liquide	✓	✓	✓	✓		✓

Tableau 1. 4:: Différentes fonctions assurées par les géo synthétiques en fonction des applications[6]

19. Conclusion:

Ce chapitre met en évidence les ouvrages de soutènement en sol renforcé l'historique ,et le développement, de la terre armée, divers types .La méthode de renforcement du sol se développe rapidement dans le domaine du génie civil en raison de ses performances ,de son économie , de son esthétique et respect de l'environnement , le développement méthode de conception avec une excellente fiabilité et praticité est nécessaire .Les murs de soutènement jouent un rôle important dans la stabilisation des structures instables .Ils sont classés en plusieurs types en fonction de la poussée de la Terre. À cette fin, il est impératif de bien étudier le projet afin de sélectionner le type de mur de soutènement le plus efficace et le plus rentable, pour obtenir un ouvrage stable sous l'action des forces exercé sur eux, notamment la poussée des terres, la plupart des méthodes de conception sont basé sur des calculs à la rupture et le facteur de sécurité. Ceci fera l'objet du prochain chapitre.

Chapitre 2

Méthodes de dimensionnement

Chapitre 2 : Méthodes de dimensionnement

2. Introduction:

Les sols renforcés par géo synthétiques sont maintenant couramment utilisés dans le domaine de la géotechnique grâce à sa simplicité et son coût modéré de mise en œuvre.

La conception, le calcul et la surveillance des murs en sol renforcé par géo synthétique nécessitent un certain nombre de règles et de principes (Méthodes), ont été élaborés à la suite de nombreuses analyses du comportement des sols renforcés sous l'effet des diverses sollicitations statiques, dynamiques auxquels peuvent être appliquées sur les murs de soutènements .

Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes et codes de calcul les plus répandues pour le type de l'ouvrage.

3. Euro code 7 la norme française NF P 94-270

2.1. Renforcements géo synthétique :

Les dispositions de cet article s'appliquent aux renforcements géo synthétique. Les géo synthétiques concernés par la fonction de renforcement sont principalement constituées à partir de fibres ou de granulés de polymères tels que les polyéthylènes (PE, PEHD), les polypropylènes (PP), les polyesters (PET), les Polyamides (PA) et plus récemment les Aramides (PAr) et les Polyvinyles d'alcool (PVA). Selon le cas ils peuvent être de formes diverses (nappes, bandes, géo grilles). Comme le montre le tableau suivant.

	PET	PEHD et PP	PA PAr PVA
Résistance résiduelle (RR) > 50 % après l'essai index défini par	NF EN 12447	NF EN ISO 13438	NF EN 12447 NF EN ISO 13438

Tableau 2. 1:Caractéristiques minimales requises pour les polymères courant

Les renforcements géo synthétique doivent être définis par leur résistance en traction à court terme, leur résistance de rupture de fluage pour la durée d'utilisation du projet et par les courbes isochrones de déformation en fonction de la charge.

NOTE 1 - D'autres propriétés peuvent être fixées pour le choix du produit géo synthétique, en fonction des conditions du projet. Elles sont indiquées pour les remblais renforcés dans la norme NF EN 14475.

2.2. Béton

Pour la vérification de la résistance structurelle des éléments en béton ou en béton armé, les dispositions de la norme NF EN 1992-1-1 avec son annexe nationale NF EN 1992- 1-1/NA s'appliquent.

a. Stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé :

La stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

Pour démontrer que la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate, les états limites ultimes suivants doivent être vérifiés :

- la portance du terrain de fondation de l'ouvrage
- la résistance au glissement de l'ouvrage sur sa base.

Les vérifications doivent être effectuées conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1, (Rupture du sol de fondation des murs poids) et (Portance) et (Glissement)

Les valeurs caractéristiques des résistances ultimes R_K (portance du terrain d'assise ou résistance au glissement de l'ouvrage sur sa base) doivent être déterminées à partir des valeurs de calcul des actions, des propriétés caractéristiques des terrains et des valeurs de calcul des données géométriques.

NOTE 1 : Dans l'approche de calcul 2 retenue :

- les valeurs caractéristiques des actions géotechniques (poussée et butée qui agissent sur le massif renforcé, poids du massif sont déterminées à partir des propriétés caractéristiques des terrains (c^*K , φ^*K , γK).
- la résistance caractéristique du terrain de fondation est déterminée à partir des valeurs de calcul des actions, des données géométriques et des propriétés caractéristiques du terrain de fondation (c^*K , φ^*K , $p_l K$, etc.).

. Portance du sol de fondation

Pour démontrer que la capacité portante du terrain de fondation d'un ouvrage en sol renforcé est suffisante, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

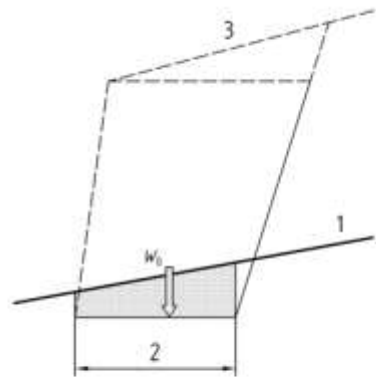
$$V_d \leq R_d$$

où ;

V_d : est la valeur de calcul de la composante normale à la base de l'ouvrage en sol renforcé, de la résultante des actions prises en compte pour le calcul.

R_d : est la valeur de calcul de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation Lors de la vérification de l'inégalité, le poids du terrain situé avant les travaux au-dessus du niveau de

fondation et sur la largeur de fondation prise en compte pour le calcul doit être retranché de la charge verticale transmise par l'ouvrage au terrain en le considérant comme une action permanente favorable.



Légende

1 Terrain avant travaux

2 Fondation

3 Profil après travaux

Figure 2. 1: Poids à retrancher au-dessus de la fondation

La valeur de calcul de la résistance ultime du terrain R_d sous la base d'un ouvrage en sol renforcé doit être déterminée à partir de l'expression suivante :

$$R_d = R_k / \gamma_R;$$

Où ;

R_d : est la valeur de calcul de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation.

R_k : est la valeur caractéristique de la résistance ultime (portance) du terrain de fondation.

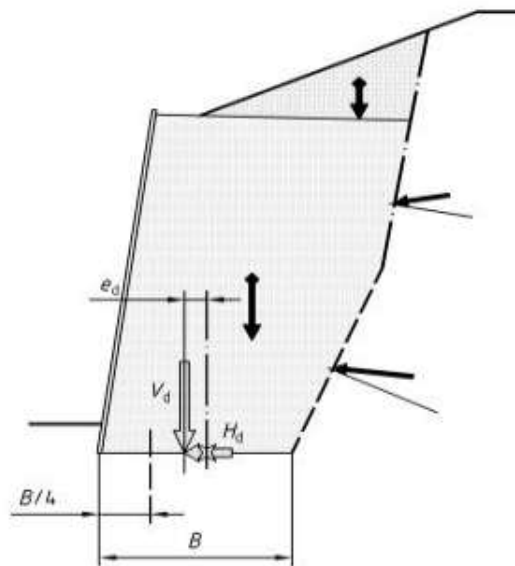
γ_R ; γ : est le facteur partiel de sécurité pour la résistance ultime (portance) du terrain de fondation .

La capacité portante ultime au sol doit être déterminée à partir:

- Programmes basés sur des modèles conventionnels de calcul de fondations peu profondes L'excentricité e_d de la force composante V_d de toutes les forces résultantes agissantes lorsqu'elles sont rigides En aval au milieu de sa base B agissant sur le bloc de renfort.
- Selon la méthode simplifiée, lorsque l'excentricité e_d de la composante V_d Le résultat de toutes les actions agissant sur le bloc de renfort est en amont de son milieu de sa Base B ou lorsque la longueur moyenne de ses barres est supérieure à la hauteur , il exerce une poussée sur le terrain derrière le massif.

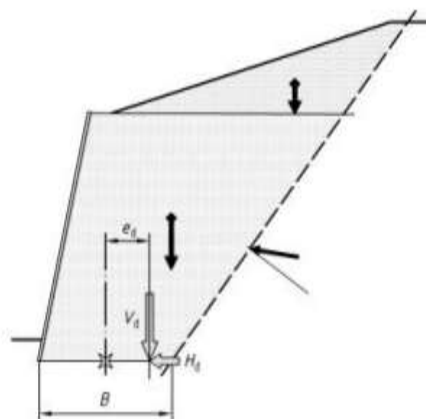
NOTE 1 : La procédure fondée sur les modèles de calcul classiques concerne en général les massifs en remblais renforcés verticaux ou à fruit dont la face arrière est faiblement inclinée ($\tan \eta < 0.25$).

NOTE 2 : Les ouvrages pour lesquels l'excentricité aval serait supérieure à $B/4$ relèvent normalement de la catégorie géotechnique 3 et la pertinence d'adopter dans ces cas les procédures applicables aux fondations superficielles rigides est à vérifier.

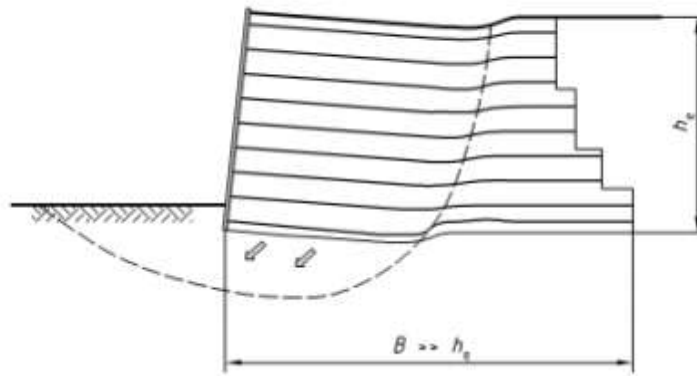


Cas d'ouvrage à excentricité aval ($0 < e_d < B/4$)

Figure 2. 2: Exemple d'ouvrage où le calcul de la portance à partir des méthodes applicables aux fondations superficielles rigides est approprié.



Cas d'ouvrage à excentricité amont ($e_d < 0$)



Cas d'ouvrage à renforcements très allongés

Figure 2. 3: Exemple d'ouvrage où le calcul de la portance à partir des méthodes applicables aux fondations superficielles rigides n'est pas approprié.

Pour la structure mentionnée au premier paragraphe (excentricité aval) :

- La valeur de calcul de V_d doit inclure le poids et la charge de la fondation en sol renforcé. Elle est affectée et toutes les forces géotechniques (pression de terre et pression d'eau), les avantages ou inconvénients qui lui sont applicables ;

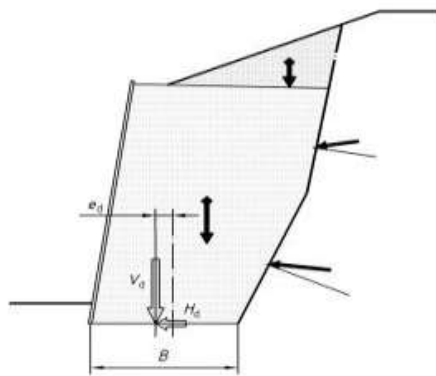


Figure 2. 4: Principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé à partir des méthodes applicables aux superficielles rigides.

Pour les ouvrages visés au deuxième alinéa (excentricité amont) :

- La valeur de calcul de V_d doit inclure la charge du poids propre et de la fondation renforcée, et tous les autres poids et charges directement au-dessus de la région B_e de la structure.
- Sauf indication contraire, la capacité portante du sol de fondation doit être déterminée.

NOTE 1 : Les forces de poussée ne sont pas à inclure dans le calcul de V_d pour vérifier la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'état limite ultime de portance, selon la procédure simplifiée. Dans celle-ci, on vérifie simplement que la pression verticale moyenne appliquée au niveau de la base de l'ouvrage, sur la largeur de son emprise B_e , est compatible avec la portance des terrains sous-jacents sous cette seule sollicitation.

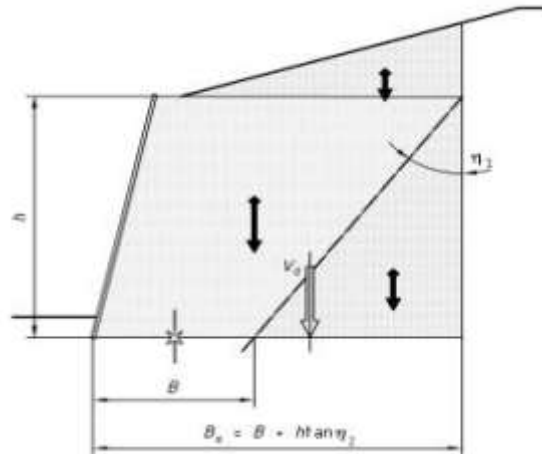


Figure 2. 5: Actions à prendre en compte pour vérifier l'ELU de portance lorsque la résistance du terrain de fondations.

Glissement :

La stabilité au glissement sur le sol de fondation de la structure au sol doit être démontrée et assurée le renforcement en traitant le volume de sol renforcé comme un bloc monolithique.

Démontrer la stabilité au glissement de la structure en sol renforcé sur sa fondation. Pour s'en assurer, il faut vérifier si les inégalités suivantes sont satisfaites, pour tous les cas de charge et Chargez les combinaisons en tenant compte des instructions données :

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

Où :

H_d est la valeur de calcul de la composante, parallèle à la base de l'ouvrage de la résultante des actions appliquées au "bloc" de sol renforcé.

R_d : est la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement sur le terrain de fondation du "bloc" de sol renforcé.

$R_{p;d}$: est la valeur de calcul de la résistance (réaction) frontale ultime s'opposant à l'effet de H .

NOTE 1 : La valeur de H_d inclut toutes les forces de poussée qui agissent sur le massif renforcé.

La valeur de $R_{p;d}$ doit être déterminée de manière pertinente

NOTE 2 : Il convient en particulier de considérer :

- La possibilité que le sol situé devant l'ouvrage soit enlevé, par l'érosion ou des activités humaines, au cours de sa durée d'utilisation ;
- La possibilité que le sol situé devant l'ouvrage s'en détache, si sa base est située dans la zone des mouvements saisonniers d'un terrain argileux ;
- Les déplacements escomptés de l'ouvrage lors de la détermination de la résistance frontale du sol situé devant lui.

La valeur de calcul R_d de la résistance ultime au glissement sur sa base du bloc de sol renforcé doit être déterminée conformément aux dispositions, en considérant le cas de rupture le plus défavorable en conditions drainées ou en conditions non drainées.

NOTE 1 : Dans les cas où l'excentricité e d de la résultante des actions qui agissent sur le bloc renforcé se situe à l'amont du milieu de la base du bloc, un mécanisme de ruine par translation horizontale du bloc est peu probable, et la vérification de la stabilité générale de l'ouvrage, dans les conditions prévues, est en général suffisante.

NOTE 2 : Dans le cas où le bloc renforcé repose sur un terrain de fondation drainant, seule la résistance au glissement en conditions drainées est normalement à considérer.

2.4. Stabilité générale du site :

2.4.1. Généralité :

La stabilité générale du site où l'ouvrage est prévu d'être construit en sol renforcé doit être validée pendant la phase de construction et après la fin des travaux.

La vérification de la stabilité générale doit être effectuée conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1.

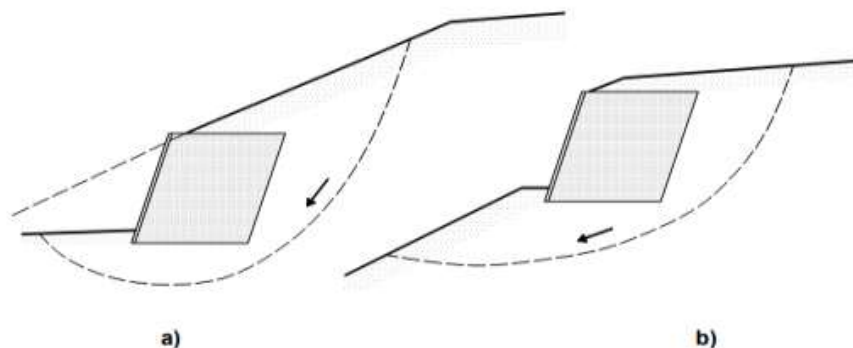


Figure 2. 6: Exemple de mode limites pour la stabilité des ouvrages en sol.

2.4.2. Principe de calcul :

On doit vérifier que, pour toute surface de rupture potentielle qui englobe le massif renforcé, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le massif limité par cette surface est équilibré par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel :

$$T_{dst;d} \leq R_{st;d} \leq \gamma_{R,d}$$

Ou :

$T_{dst;d}$: est la valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudiée .

$R_{st;d}$ est la valeur de calcul de la résistance stabilisatrice ultime mobilisée le long de la surface de glissement correspondante .

$\gamma_{R,d}$ est un facteur partiel de modèle dit de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol.

NOTE 1 : Le coefficient $\gamma_{R,d}$ vise à adapter le niveau de mobilisation de la résistance au cisaillement des terrains à la sensibilité de l'ouvrage aux déformations. Sa valeur est indiquée en 10.5.

Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des modèles de calcul ainsi qu'à la recherche de la géométrie la plus défavorable des surfaces de glissement potentiel.

2.4.3. Modèle de calcul :

Des modèles de calcul basés sur la méthode des tranches dite "de Bishop", ou celle "des perturbations", ou sur l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peuvent être utilisés

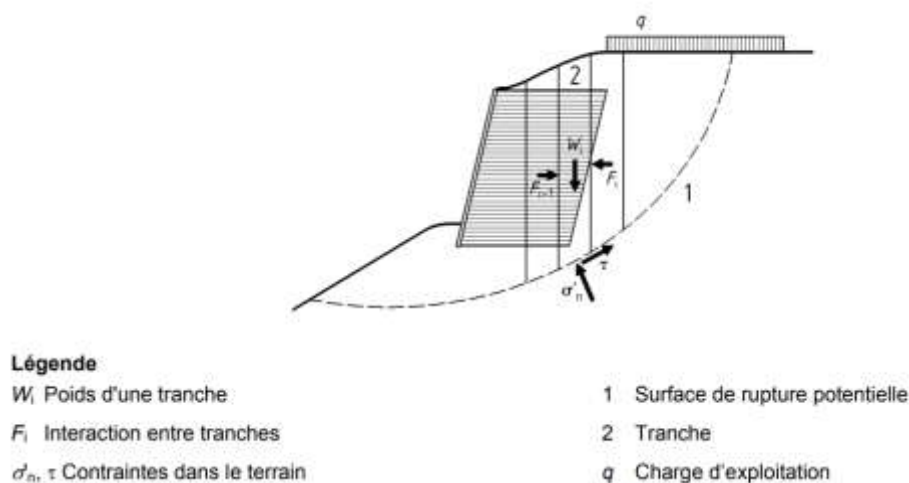


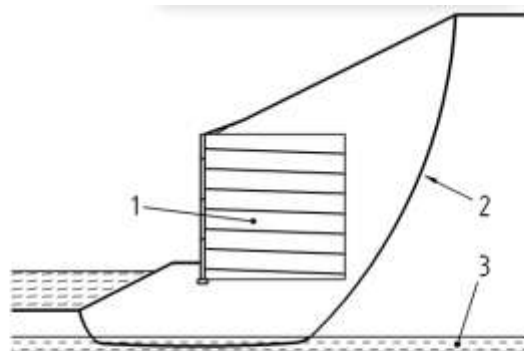
Figure 2. 7: Calcul par la méthode des tranches.

2.4.4. Surface de glissement :

Il convient de rechercher les formes de surface de glissement potentiel les mieux adaptées au cas particulier de chaque ouvrage.

NOTE 1 : Dans le cas d'un sol relativement homogène on peut généralement ne considérer que des surfaces circulaires ou une succession d'arcs de spirale logarithmique.

NOTE 2 : Quand le sol comporte des couches de caractéristiques géotechniques très différentes, il convient que les surfaces de rupture considérées tiennent compte de cette particularité



Légende

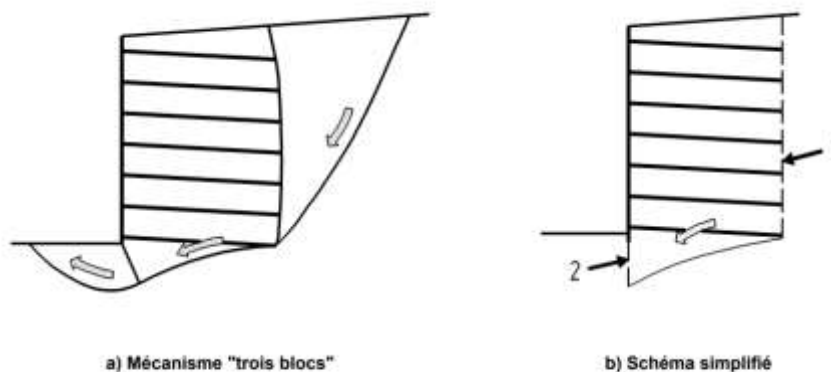
1 Massif renforcé

3 Couche de sol de mauvaise qualité

2 Surface de rupture non circulaire

Figure 2. 8:Exemple de surface de rupture non circulaire

NOTE 3 :Un schéma défavorable peut se présenter quand le sol situé à la base du massif de sol renforcé ne présente pas une résistance plus forte que celui du massif lui-même ou quand une nappe d'eau est susceptible de remonter jusqu'au pied du massif.



a) Mécanisme "trois blocs"

b) Schéma simplifié

Légende

1 Poussée

2 Butée

Figure 2. 9::Mécanisme de rupture "trois blocs" susceptible de se produire

2.4.5. Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$:

Le facteur partiel $\gamma_{R;d}$ doit être pris à 1,10 pour les ouvrages relativement peu sensibles aux déformations.

NOTE1 : Il convient d'adopter une valeur supérieure à 1,10 quand la destination de l'ouvrage le rend très sensible à de telles déformations ; sans préjuger des justifications, aux états limites de service requises par ailleurs.

Il convient par exemple de prendre $\gamma_{R;d}=1.20$ quand l'ouvrage est situé à proximité immédiate d'une structure sensible.

2.4.6. Massifs édifiés sur une pente versant de faible stabilité

Un massif en sol renforcé qu'on prévoit d'édifier sur une pente ou un versant dont la stabilité initiale n'a pas le niveau de sécurité normalement requis doit être considéré comme relevant de la catégorie géotechnique et faire l'objet d'une analyse spécifique de sa stabilité géotechnique.

Il est toutefois admis d'appliquer dans ce cas les dispositions du présent document, si :

- La fonction de l'ouvrage projeté n'est pas à améliorer la stabilité du site ;
- La stabilité générale initiale du site avant travaux est assurée avec des facteurs partiels sur les propriétés des terrains en place au moins égaux à 1,10 ;
- La stabilité générale du site pendant et après la construction de l'ouvrage est vérifiée en appliquant aux terrains en place ces mêmes facteurs partiels

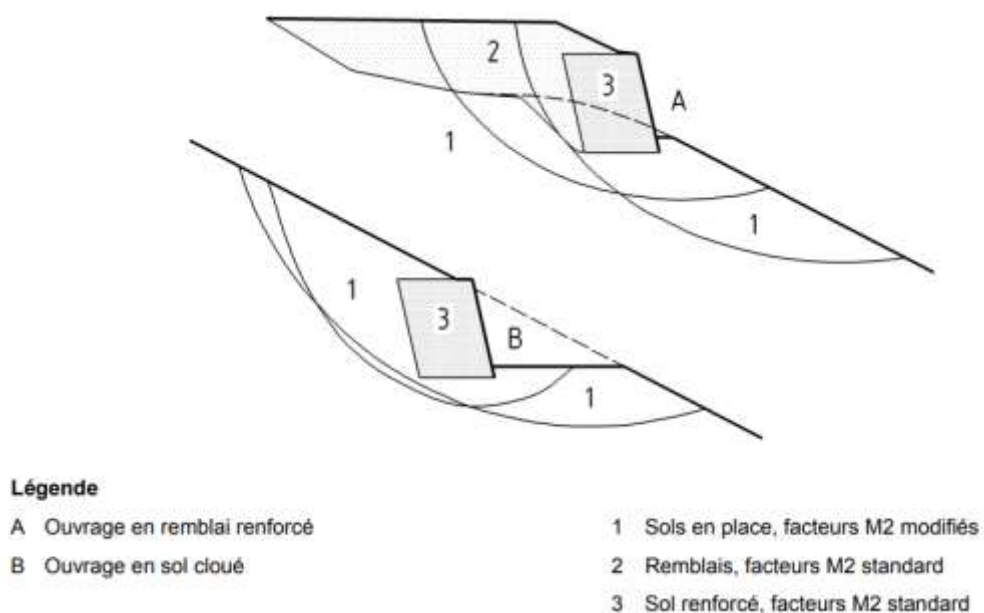


Figure 2. 10:Exemple d'analyse de la stabilité générale de massifs sur pente de faible stabilité.

2.5. Stabilité interne d'un ouvrage en sol renforcé

2.5.1. Généralité :

Pour démontrer que la stabilité interne d'un massif de sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate en cours de construction et pendant toute la durée d'utilisation du projet on doit vérifier, pour chaque lit de renforcement de la section d'ouvrage considérée :

- la résistance structurelle des renforcements ;
- la résistance d'interaction sol – renforcement ;
- la résistance des dispositifs de liaison au parement ;
- et, au niveau de ce lit, la résistance structurelle du parement.

Afin de justifier la stabilité interne d'une section d'un ouvrage en sol renforcé à partir de la connaissance de la géométrie de l'ouvrage, des actions qui lui sont appliquées et des fonctions qu'il remplit, il convient d'estimer pour chaque lit de renforcement la valeur de calcul de l'effort de traction ($T_{\max;d}$) sur la ligne des tractions maximales (Figure 2.11) ainsi qu'au point d'attache au parement ($T_{\text{par},d}$).

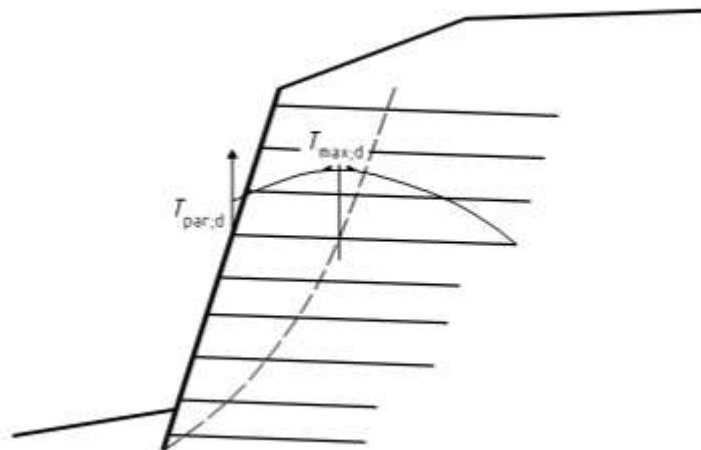


Figure 2.11:Ligne de traction maximales

- **Résistance structurelle d'un lit de renforcements :**

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture ou d'un allongement excessif, on doit vérifier que les inégalités suivantes sont satisfaites pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges

D'une part au point de traction maximale

$$T_{\max;d} \leq R_{tc,d}$$

Ou par mètre de parement,

$T_{\max;d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement

$R_{t,c,d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante au lit de renforcement

_ D'autre part à l'attache au parement

$$T_{par,d} \leq R_{td,d}$$

Ou, par mètre de parement :

$T_{par,d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement

$R_{ta,d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction au lit de renforcement en ce point d'attache .

La valeur de calcul de la résistance ultime de traction doit tenir compte de la diminution de résistance possible au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage des renforcements.

Pour tenir compte de ces effets on doit utiliser pour les calculs les résistances ultimes de traction définies par :

$$R_{t;d} = \alpha_{end} \alpha_{flu} \alpha_{deg} \cdot \frac{R_{t;k}}{\gamma_{M;t}}$$

Où :

$R_{t,d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction au point considéré ($R_{t,c}$ ou $R_{ta,d}$) par mètre de parement

α_{end} ; α_{flu} ; α_{deg} : ce sont des coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance possibles au point considéré (point de traction maximale ou point d'attache au parement) du fait respectivement :

α_{end} : Des agressions mécaniques (endommagement) subies par les renforcements lors de leur mise en place dans l'ouvrage.

α_{flu} : Des phénomènes de fluage qui peuvent affecter la structure du matériau constitutif des renforcements.

α_{deg} : Des agressions chimiques (dégradation) dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés.

$R_{t;k}$: C'est la résistance de traction caractéristique du lit de renforcement ($R_{t,c;k}$; ou $R_{ta;k}$;) par mètre de parement

$\gamma_{M;t}$: C'est le facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement.

NOTE 1 : Les coefficients de réduction dépendent du type de matériau de renforcement, de son environnement et de sa susceptibilité aux agressions et phénomènes en cause et (sauf α_{end}) de la durée d'utilisation de l'ouvrage.

NOTE 2 : La diminution de résistance liée au fluage concerne la résistance de rupture des renforcements géo synthétiques.

NOTE 3 : La diminution de résistance due aux agressions chimiques vise par exemple l'effet de la corrosion sur les clous ou les renforcements de remblai métalliques.

- **Résistance d'interaction sol-renforcement :**

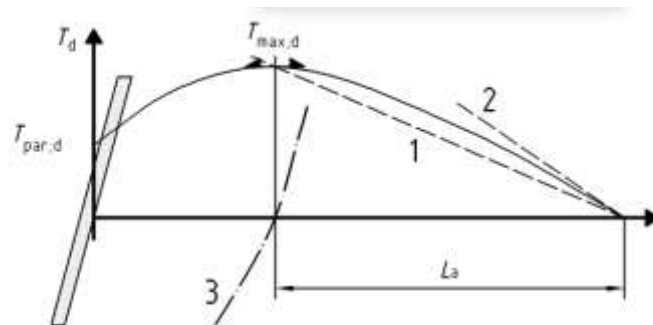
Pour démontrer que la résistance sol-lit de renforcement dans un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence ; on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaison de charge.

$$T_{\max;d} \leq R_{f;d}$$

Où ; par mètre de parement,

$T_{\max;d}$: C'est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement.

$R_{f;d}$: C'est la valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale.



Légende

- 1 Sécante
- 2 Tangente
- 3 Ligne de traction maximale

Figure 2. 12:Vérification de la résistance d'interaction

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction doit être calculée en appliquant l'équation :

$\tau_{\max;k}$: C'est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement.

P_s : C'est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement

L_a : C'est la longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$\gamma_{m ; f}$: C'est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement.

NOTE 1 : La définition de l'aire conventionnelle de la surface de renforcement en contact avec le sol et de son périmètre P_s , ainsi que la définition et le mode de détermination de la contrainte maximale de cisaillement $\tau_{max ; k}$ dépendent du type de renforcement et de sa géométrie.

- **Résistance des dispositifs de liaison au parement :**

Pour démontrer que les dispositifs de liaison des lits de renforcement au parement d'un ouvrage en sol renforcé supporteront la charge de calcul vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance. On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaison de charge.

$T_{par, d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement, au point où le lit de renforcement est attaché au parement.

N : est le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré

$R_{a ; d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction d'un point d'attache

Il convient, le cas échéant, que les dispositions constructives des dispositifs d'attache assurent une répartition uniforme de l'effort de traction entre tous les points d'accrochage individuels d'un même élément de renforcement, quelles que soient les tolérances dimensionnelles ou de mise en place.

La valeur de calcul de la résistance ultime des dispositifs de liaison doit tenir compte de leur diminution de résistance possible au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage des matériaux constitutifs, dans les conditions propres au point d'accrochage.

Il est admis que le modèle de calcul de la résistance ultime des dispositifs de liaison soit fondé sur l'expérimentation conformément aux dispositions de la norme NF EN 1990, Dimensionnement assisté par l'expérimentation.

- **Résistance structurelle du parement :**

Pour démontrer que le parement d'un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier qu'au niveau de lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaison de charge

$$\delta_{par, d} \leq R_{par ; d}$$

Où :

$\delta_{\text{par};d}$: C'est la valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement .

$R_{\text{par};d}$: c'est la valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression moyenne ultime qu'il peut supporter, avec la même configuration géométrique, pour une répartition semblable de la pression des terres .

La valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement doit être déterminée à partir de schémas de calcul qui résultent de l'interprétation du comportement réel des ouvrages réalisés avec le même type de parement, ou d'une modélisation simplifiée.

La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit être déterminée en tenant compte de :

- Matériau dont il est constitué ;
- De la façon dont sa stabilité mécanique est assurée et de la distribution des points d'accrochage ;
- De la répartition de la pression des terres.

La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit être déterminée conformément aux normes ou règles de calcul du matériau constitutif et en cohérence avec l'ensemble de facteurs partiels A1 et M1 utilisé pour le calcul des efforts.

NOTE 1 : Dans le cas d'un voile de parement continu en béton armé il convient généralement d'utiliser les règles des planchers-dalles ou la méthode des charnières de rupture ; les conditions de non-fragilité doivent être prises en compte, ainsi que les risques liés à la fissuration pour les ouvrages permanents.

NOTE 2 : Des éléments préfabriqués durs (au sens de la norme NF EN 14475) tels que des blocs ou des plaques de petite taille que leurs dimensions mettent à l'abri des fissurations dues au retrait, peuvent éventuellement être constitués de béton non armé.

La valeur de calcul de la résistance ultime du parement doit tenir compte le cas échéant de la diminution possible de sa résistance au cours de la durée d'utilisation du projet, du fait des agressions mécaniques et chimiques et du fluage du matériau constitutif du parement, dans les conditions particulières de son exposition.

La vérification de la stabilité du parement d'un ouvrage en sol cloué pendant les phases de construction doit montrer que l'équilibre du parement déjà construit est assuré par le frottement contre le terrain du massif renforcé et par la traction des clous aux points de liaison au parement, ou par des micropieux.

2.6. Stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé :

2.6.1. Généralité :

La stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée tant pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

La vérification de la stabilité mixte doit être effectuée conformément aux dispositions de la section.

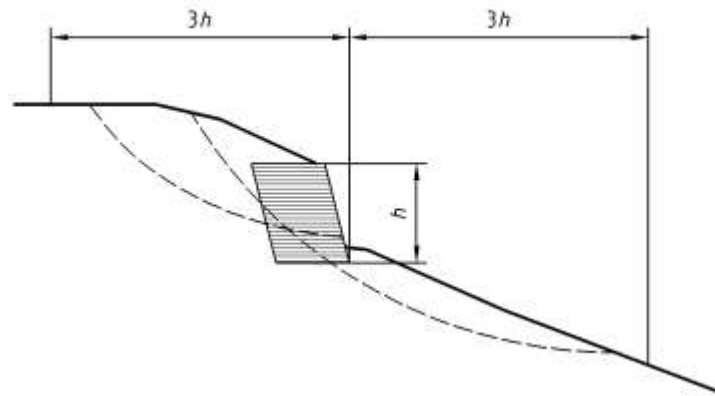


Figure 2. 13: Limites éventuelles de la vérification de stabilité mixte.

2.6.2. Principe de calcul :

On doit vérifier que la stabilité mixte d'un ouvrage en sol renforcé, vis-à-vis du risque de rupture par glissement le long de surfaces qui recoupent ou longent au moins un lit de renforcement, est assurée avec une sécurité adéquate tant en cours de construction que pendant toute la durée d'utilisation du projet.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges et toutes les surfaces de glissement potentiel :

$$T_{dst;d} \leq R_{st;d} / \gamma_{R;d}$$

Où :

$T_{dst;d}$: est la valeur de calcul de l'effet déstabilisant des actions qui agissent sur le bloc limité par la surface de glissement étudiée.

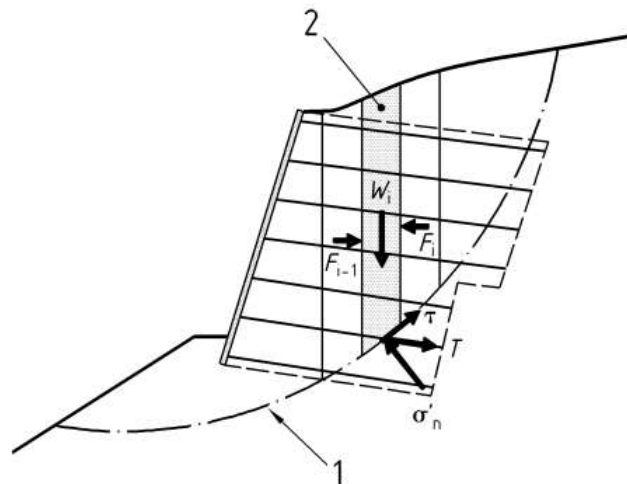
$R_{st;d}$: est la valeur de calcul de l'effet stabilisant des actions qui s'opposent au glissement du bloc étudié, déterminée à partir des indications des articles 12.6 à 12.8

$\gamma_{R;d}$: est un facteur partiel de modèle dit de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol

Il convient d'apporter le plus grand soin au choix des modèles de calcul ainsi qu'à la recherche de la géométrie la plus défavorable des surfaces de glissement potentiel.

2.6. Modèle de calcul :

Des modèles de calcul basés sur la méthode des tranches dite "de Bishop », ou sur celle "des perturbations", ou sur l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture peuvent être utilisés.



Légende

W_i	Poids d'une tranche	1	Surface potentielle de glissement
F_i	Interaction entre tranches	2	Tranche
σ'_n, τ	Contraintes dans le sol		
T	Résistance d'un lit de renforcement		

Figure 2. 14: Calcul par la méthode des tranches

Il convient d'adopter le modèle le mieux adapté au problème, au type d'ouvrage (remblai renforcé ou sol cloué) et au type de renforcement (déformable ou peu déformable).

NOTE 1 : Faute de pouvoir les déterminer précisément, les modèles impliquent des hypothèses sur les valeurs des efforts dans les renforcements, aux points où ils sont interceptés par une surface de glissement potentiel. Il convient de choisir le modèle où ces hypothèses affectent le moins la fiabilité de l'analyse, en se basant en particulier sur l'expérience acquise pour les ouvrages du même type que celui qui est étudié.

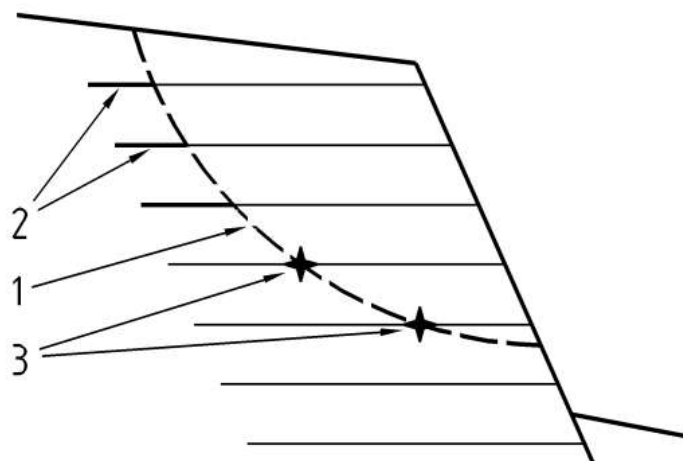
On peut adopter un modèle dit "sans déplacement", où l'on admet que toutes les résistances ultimes mobilisables sont mises à contribution simultanément.

NOTE 1 : Le principe consiste à prendre en compte à la fois la résistance de cisaillement ultime du sol et la résistance ultime de traction des renforcements, limitée toutefois, le cas échéant, à leur résistance ultime d'interaction. En faisant l'hypothèse que ces résistances sont

mobilisées simultanément, on admet que tous les matériaux et mécanismes mis en jeu présentent une ductilité suffisante.

NOTE 2 : En supposant que les résistances ultimes d'interaction des différents lits peuvent être mobilisées pour autant qu'elles n'excèdent pas leur résistance ultime de traction, on admet que tous les lits de renforcement ne soient pas mis à contribution au même degré : ceux où l'on s'interdit de dépasser la résistance ultime de traction sont en effet censés ne mobiliser, au contraire des autres, qu'une fraction de leur résistance ultime d'interaction.

NOTE 3 : Considérer que les renforcements sont entièrement mobilisés avant qu'un glissement n'ait tendance à s'amorcer dans le sol implique a priori que ces renforcements soient moins déformables que celui-ci. Le modèle "sans déplacement" est donc généralement considéré comme mieux adapté aux renforcements peu déformables (bien qu'il soit utilisé aussi avec des renforcements déformables).



Légende

- 1 Mobilisation du cisaillement du sol
- 2 Mobilisation de l'interaction sol-renforcement
- 3 Mobilisation de la résistance de traction

Figure 2. 15:: Principe du modèle "sans déplacement"

On peut adopter un modèle dit "avec déplacement", où l'on imagine qu'un mouvement de glissement se développe et provoque la mobilisation progressive de l'interaction entre le sol et les renforcements et la mise en tension concomitante de ces derniers. Le modèle ne doit toutefois pas tenir compte du changement d'orientation des nappes.

NOTE 1 : Le principe consiste, en partant d'un état où les renforcements ne seraient pas sollicités, à choisir un déplacement fictif le long de la surface de glissement étudiée, qui permette de mobiliser une résistance des lits de renforcement suffisante pour s'opposer au mouvement. Il convient de fixer à l'avance une limite à l'amplitude de ce déplacement, limite au-delà de laquelle la rupture serait considérée comme atteinte. La contribution des renforcements prise en compte dans l'inéquation est celle qui résulterait de ce mouvement.

Des modèles plus complexes que ceux qui font l'objet peuvent être utilisés, par exemple dans des cas qui relèvent de la catégorie géotechnique 3 en raison des conditions géotechniques, de la géométrie des ouvrages ou des charges qui leur sont appliquées, ou encore pour étudier des mécanismes de rupture plausibles, plus défavorables que ceux qui peuvent être analysés par la méthode des tranches.

2.6.4. Surface de glissement :

Il convient de rechercher les formes de surface de glissement potentiel les mieux adaptées au cas particulier de chaque ouvrage.

NOTE 1 : Dans le cas d'un sol relativement homogène il est généralement suffisant de considérer des surfaces circulaires ou des successions d'arc de spirale logarithmique.

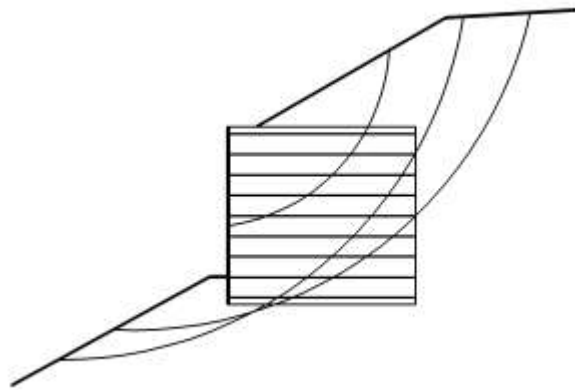
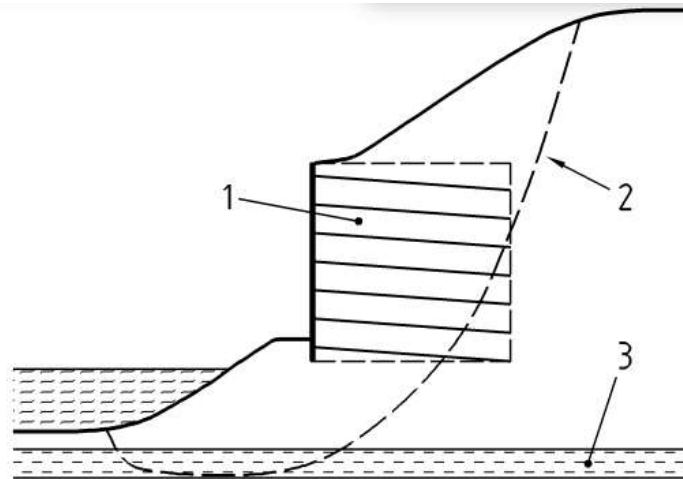


Figure 2. 16:Exemple de surface de glissement potentiel circulaire.



Légende

- 1 Massif renforcé
- 2 Surface de rupture non circulaire
- 3 Couche de sol de mauvaise qualité

Figure 2. 17:Exemple de glissement non circulaire

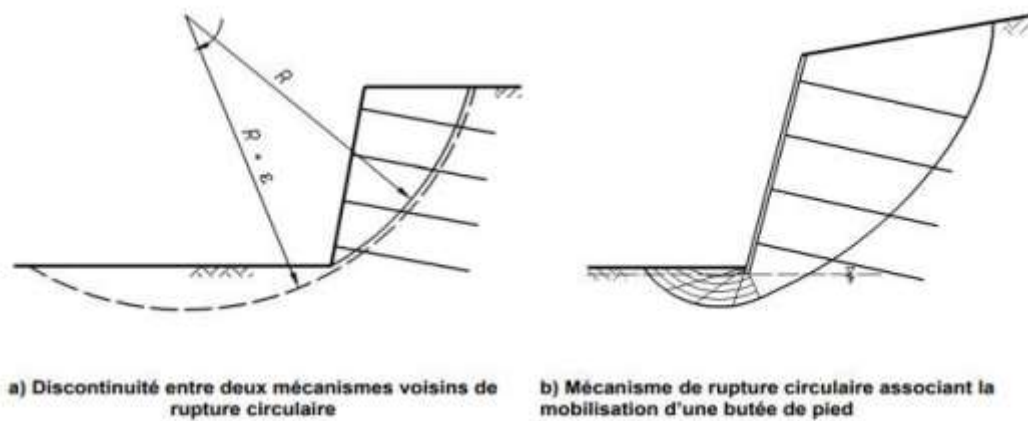
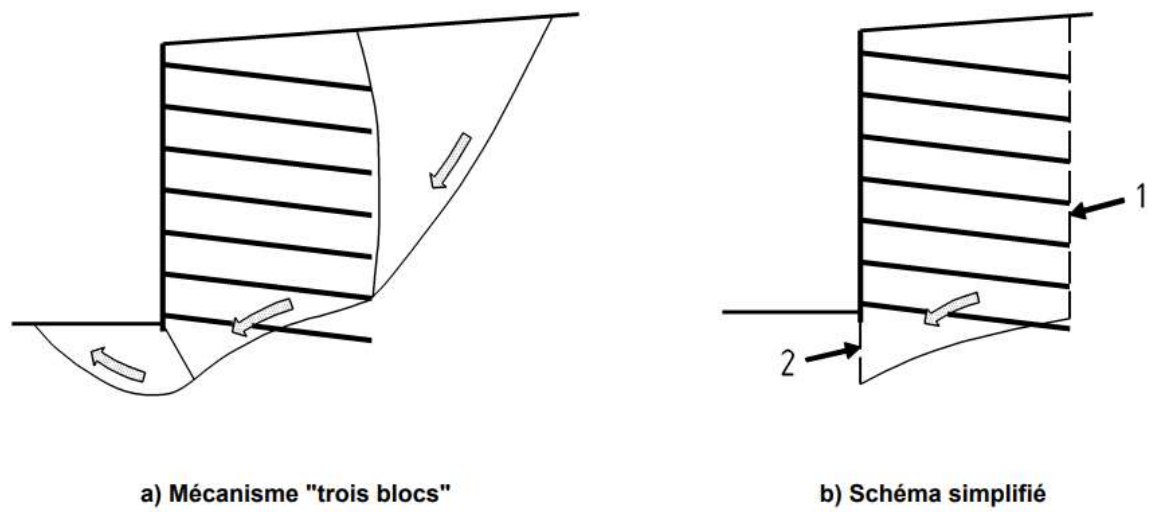


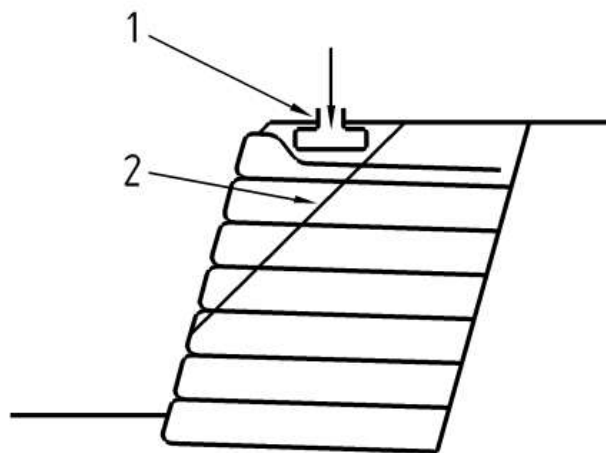
Figure 2. 18:Condition de projets nécessitant de considérer des surfaces de glissement non circulaire.



Légende

- 1 Poussée
- 2 Butée

Figure 2.19: Mécanisme de rupture "trois blocs" susceptible de se produire.



Légende

- 1 Fondation très chargée
- 2 Coin de rupture

Figure 2. 20: Exemple de surface de rupture plane.

2.6.5. Facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$:

Le facteur partiel de modèle $\gamma_{R;d}$ doit être pris égal à 1,10 pour les ouvrages relativement peu sensibles aux déformations .

NOTE 1 : Il convient d'adopter une valeur supérieure à 1,10 quand la destination de l'ouvrage le rend très sensible à de telles déformations, sans préjuger des justifications aux états limites de service requises par ailleurs. Il convient par exemple de prendre $\gamma_{R;d} = 1,20$ quand l'ouvrage est situé à proximité immédiate d'une structure sensible.

- **Résistance au cisaillement du sol de fondation :**

La résistance au cisaillement du terrain, constitué de sols en place et le cas échéant de remblais, doit être déterminée et prise en compte conformément aux dispositions de la norme NF EN 1997-1.

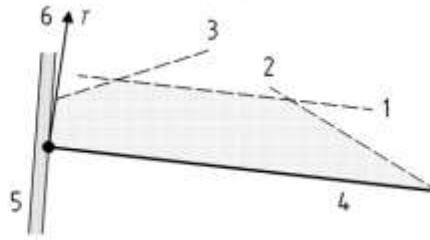
Quand une surface de glissement potentiel longe un lit de renforcement sur une certaine longueur, il peut être nécessaire de combiner les résistances ultimes au cisaillement dans le sol et à l'interface sol – renforcement, au prorata des surfaces concernées.

Dans le cas des ouvrages en remblai renforcé constitués à partir d'un matériau de remblai dont les propriétés sont prescrites ou connues, les facteurs partiels γ applicables à la résistance au cisaillement de ce matériau peuvent être multipliés par un coefficient d'ajustement λ égal à 0,8.

- **Contribution des éléments de renforcement :**

L'effort de traction mobilisable en un point d'un lit de renforcement est limité au maximum, par mètre de parement.

- La valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de renforcement, $R_{tc;d}$.
- La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction sol - lit de renforcement mobilisable à l'extérieur de la surface de rupture potentielle, $R_{ft;d}$
- la valeur de calcul de la résistance ultime du point d'attache au parement, $\text{Min}(R_{tc;d}; R_{a;d}; (S_v \delta_{par}; d) (R_{ft;d})$, augmentée de la valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction mobilisable à l'intérieur de la surface de rupture potentielle, entre le point d'attache et cette surface $R_{ft;d}$

**Légende**

- 1 Limitation par la résistance à la traction $R_{td,d}$
- 2 Limitation par la résistance d'interaction depuis l'extrémité libre $R_{te,d}$
- 3 Limitation par la résistance de la liaison au parement et la résistance d'interaction depuis la tête du renforcement $R_{tl,d}$
- 4 Renforcement
- 5 Parement
- 6 Effort mobilisable

Figure 2. 21: Principe de détermination de l'effort mobilisable par un lit de renforcement principe de détermination de l'effort mobilisable par un lit de renforcement.

Les valeurs de calcul des résistances ultimes doivent être déterminées suivant les mêmes principes que pour la vérification de la stabilité interne,

- **Contribution des parements :**

Pour les surfaces de rupture potentielle qui recoupent le parement, il convient généralement de négliger la résistance au cisaillement.

NOTE 1 : Quand le parement est constitué d'éléments préfabriqués, il convient généralement de considérer des surfaces qui passent par des joints horizontaux.

NOTE 2 : Quand le parement est constitué d'un voile en béton continu, il convient généralement de considérer des surfaces qui passent à une distance $s_v/3$ au-dessus d'un lit de renforcement.

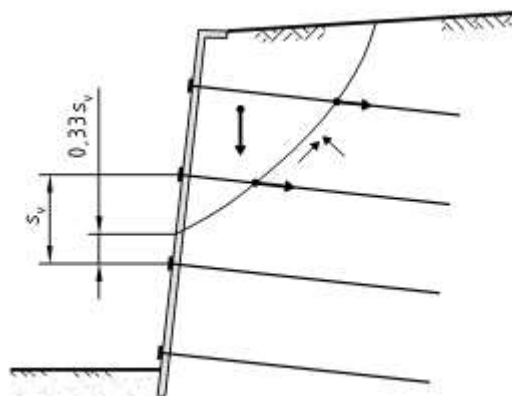
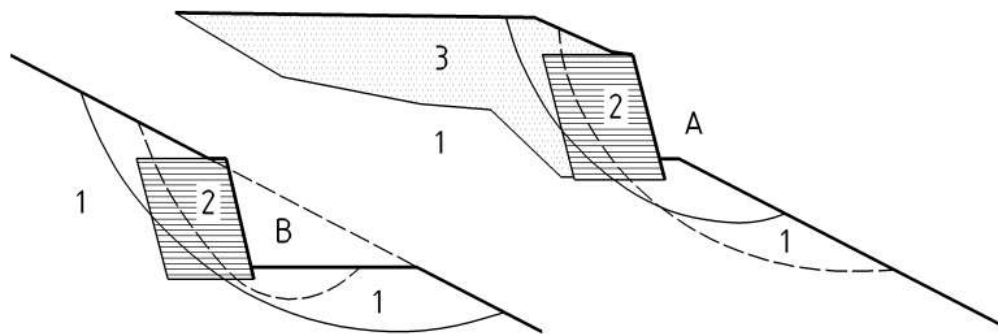


Figure 2. 22: Surface de rupture potentielle traversant un voile de parement.

- **Massifs édifiés sur une pente ou un versant de faible stabilité :**

Un massif en sol renforcé qu'on prévoit d'édifier sur une pente ou un versant dont la stabilité initiale n'a pas le niveau de sécurité normalement requis doit être considéré comme relevant de la catégorie géotechnique 3 et faire l'objet d'une analyse de stabilité mixte spécifique.



Légende

- A Ouvrage en remblai renforcé
- B Ouvrage en sol cloué
- 1 Sols en place, avec facteurs M2 modifiés
- 2 Volume du massif renforcé, avec facteur M2 standard
- 3 Remblais, avec facteurs M2 standard

Figure 2. 23:Exemple d'analyse de la stabilité mixte de massif sur pente de faible stabilité.

4. La méthode AASHTO:

3.1. Définition :

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) : Ce guide est largement reconnu dans la conception et la construction de ponts aux États-Unis, Il est maintenant utilisé dans le monde entier, notamment pour les travaux de recherche, car il considère plusieurs paramètres. AASHTO dernière version 2012 contient 15 sections et index, section 11 Dédié aux murs de soutènement, dont une grande partie est utilisée pour les sols renforcés.

3.2. Stabilité externe :

Afin d'étudier la stabilité externe des ouvrages de soutènement, la méthode AASHTOO suppose que le sol renforcé est un corps rigide.

Le coefficient de poussée de sol retenu K_{af} utilisé pour calculer la pression du sol retenu derrière la masse de sol renforcé, pour déterminer la derrière masse du sol renforcé on utilise l'angle de frottement du sol retenu.

Pour déterminer l'angle de frottement des sols cohésifs tenu des conditions drainées et non drainées, il faut effectuer des essais pour utiliser les sols granulaires.

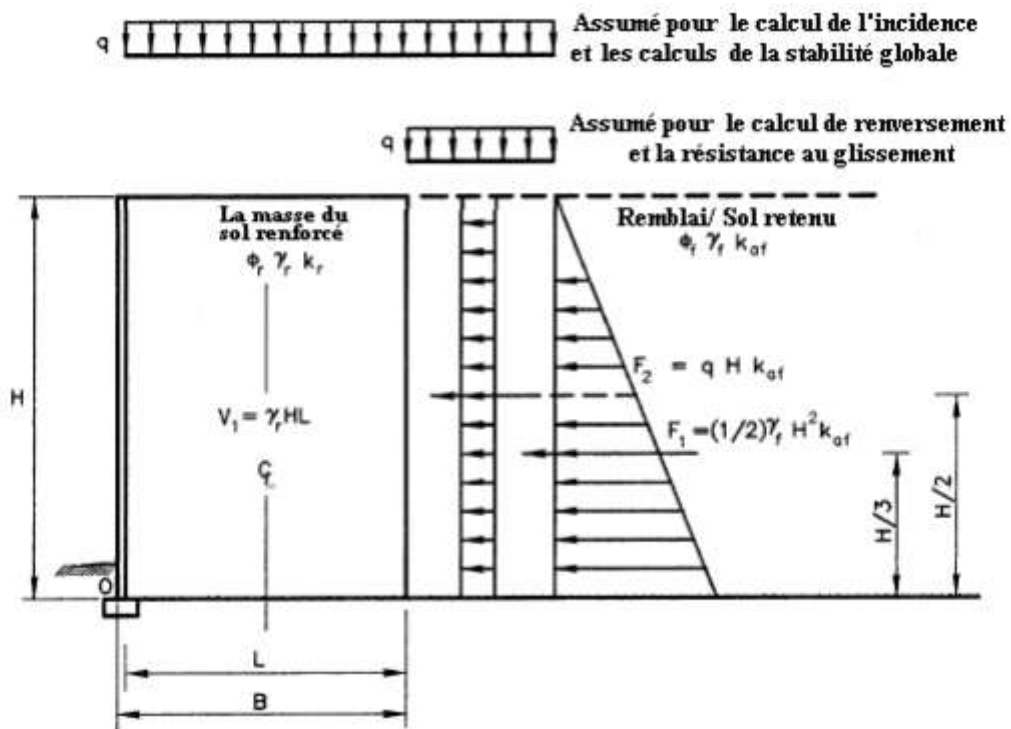


Figure 2. 24: Stabilité externe pour un mur en sol renforcé horizontalement surcharge.

3.2.1. Stabilité au glissement :

Le facteur de sécurité pour le glissement qui donné par l'équation (2-1) doit être supérieur ou égal à 1.5 :

$$F_{ss} = \frac{\sum \text{forces horizontales résistantes}}{\sum \text{forces horizontales motrices}} > 1.5$$

$$= \frac{V_1 \tan \phi}{P_1 + P_2}$$

$$= \frac{\gamma_r H L \tan \phi}{0.5 \gamma_b H^2 K_a + q_s H k_{a,b}}$$

$$F_{ss} = \frac{\gamma_r L \tan \phi}{(0.5 \gamma H + q_s) k_{a,b}} \tag{2-1}$$

Où :

V_1 : est le poids propre du sol renforcé ;

P_1 et P_2 : forces latérales derrière le sol renforcé ;

γ_r : poids volumique du sol renforcé;

L : longueur des armatures;

H : hauteur de l'ouvrage ;

q : Est la surcharge;

ϕ : l'angle de frottement du sol renforcé ou le sol de la fondation ;

γ_b : poids volumique du sol retenu ;

$K_{a,b}$: coefficient du poussée du sol retenu.

3.2.2. Stabilité au renversement :

Le facteur de sécurité pour le renversement doit être supérieure ou égale a 2 est donné par l'équation (2-2)

$$\begin{aligned}
 FS_0 &= \frac{\sum \text{Moments résistantes}}{\sum \text{Moments moteurs}} \geq 2 \\
 &= \frac{V_1 (L/2)}{P_1 (H/3) + P_2 (H/2)} \\
 &= \frac{\gamma_r HL (L/2)}{0.5 \gamma_b H^2 (H/3) + q_s H K_{a,b} (H/2)} \\
 FS_0 &= \frac{\gamma_r L^2}{H k_{a,b} (\gamma_b H + q_s)} \quad (2-2)
 \end{aligned}$$

3.2.3. Stabilité au poinçonnement :

Le coefficient de sécurité pour le poinçonnement est donné par l'équation (2-3) suivante :

$$FS_s = \frac{\text{capacité portante ultime}}{\text{charge verticale appliquée sur le sol de fondation}}$$

La capacité portante ultime est calculée en utilisant la distribution de Meyerhof, qui considère une distribution uniforme sur une largeur effective $B = L - 2e$ comme est montré sur la figure (2-24)

$$\begin{aligned}
 \frac{q_{uit}}{\sigma_v} &= \frac{q_{uit}}{\frac{V + q_s l}{L - 2e}} \\
 FS_{BC} &= \frac{0.5 \gamma_f (L - 2e) N_\gamma}{\frac{H + q_s}{(1 - 2e/L)}} \quad (1-3)
 \end{aligned}$$

L'excentricité doit également être vérifiée par l'utilisation de l'équation (2-4) , sa valeur doit être dans les limites des critères de performance indiquées dans le Tableau 2-2

L'excentricité est obtenue par la somme des moments autour le point C, ainsi elle est donnée par l'équation suivante :

$$e = \frac{P_1(H/3) + p_2(H/2)}{V_1 + q_s L}$$

$$= \frac{0.5 \gamma_b H^2 K_{a,b}(H/3) + qHK(H/2)}{\gamma_r HL + q_s L}$$

$$e = \frac{0.5H^2 k_{a,b} (1/2 \gamma_b H + q_s)}{L(\gamma_r H + q_s)} \quad (2-4)$$

Mode de rupture	Coefficient de sécurité
Glissement	$F_s \geq 1.5$
Renversement	$F_s \geq 2$
Poinçonnement	$F_s \geq 2.5$
Excentricité e	$e \leq L/6$; $e \leq L/4$
Extraction des armatures	$F_s \geq 1.5$

Tableau 2. 2: Critères de performances utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO ; 2012)

3.3. Stabilité interne :

La stabilité interne d'un ouvrage de soutènement est assurée par les nappes de renforcement, qui résistent aux forces de traction qui se développent lors du chargement appliqué sur le remblai. Les calculs de la stabilité interne des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont effectués pour assurer la stabilité du sol renforcé, en considérant trois modes de rupture : fracture ou arrachement des nappes de renforcement et rupture au niveau des connexions parement-renforcement. Lorsque la force de traction dans l'armature devient supérieure à la résistance à la traction de la nappe de renforcement, un allongement ou une fracture se produit provoquant la rupture de l'ouvrage. Egalement, dès que la force de traction au niveau des connexions, dépasse la résistance au cisaillement du système mécanique de liaison une rupture du parement se produit.

Les forces de traction dans les nappes de renforcement mobilisent un frottement généré tout le long de l'interface sol-renforcement. Les positions des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, forment une ligne appelée surface de rupture interne, séparant le sol renforcé en deux zones, là où les contraintes de cisaillement changent d'orientation. Ainsi, on peut distinguer deux zones

- Zone active située près du parement dans laquelle la contrainte de cisaillement exercée

sur chaque face de renforcement est dirigée vers le parement ;

- Zone passive dans laquelle la contrainte de cisaillement est dirigée vers l'intérieur et le sol à tendance à retenir les nappes de renforcement.

Pour le cas d'un renforcement extensible (géo synthétiques) la surface de rupture est similaire à celle de Rankine figure (2.25.a) ; dans le cas des armatures inextensibles (métalliques), cette surface des tractions maximales est très différente du plan de rupture de Rankine, inclinée à $\pi/4 + \phi/2$, où ϕ est l'angle de frottement interne du sol. Au fur et à mesure que l'extensibilité augmente, cette surface se rapproche du parement.

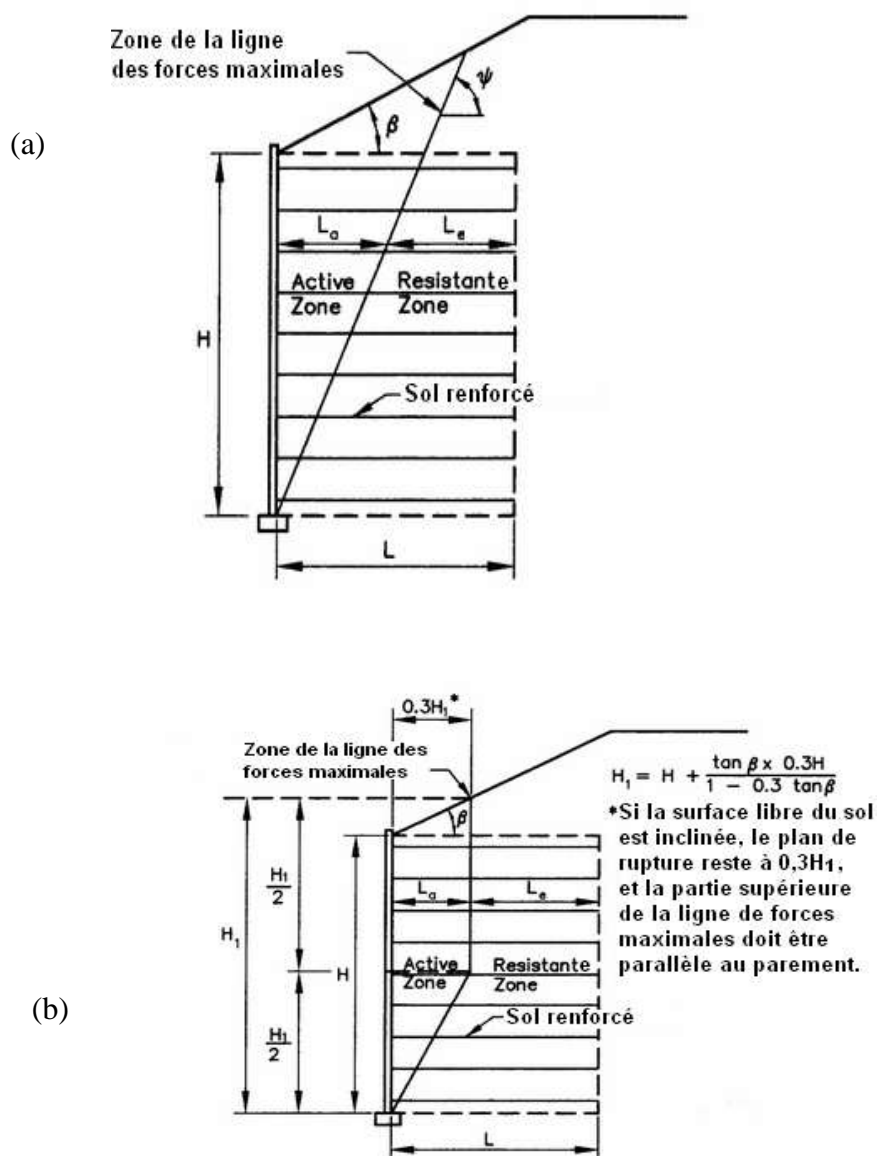


Figure 2. 25: Localisation de la surface de rupture pour la conception de la stabilité interne d'ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012). (a) armatures extensibles ; (b) armatures inextensibles.

Les éléments de renforcement doivent être choisis du marché commercial avec une résistance à la traction, supérieure à la force maximale de traction qui se développe dans les nappes de renforcement. La force maximale de traction est vérifiée par l'équation (2-5)

$$T_{max} \leq T_a R_c \quad (2-5)$$

Où T_{max} est la force maximale de traction dans les nappes de renforcement ; T_a la résistance à la traction requise pour l'élément de renforcement ; R_c rapport de couverture de renforcement.

T_a est donné par les équations (2-6) (2-7) pour les armatures métalliques et géo synthétiques respectivement.

$$F_s = \frac{F_c \cdot F_y}{b} \quad (2-6)$$

A_c est le nombre des barres longitudinales ; F_y est la limite de rupture d'armature métallique ;

b est le nombre des barres dans une unité de largeur.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{FS \cdot RF} \quad (2-7)$$

Où T_{ult} est la résistance à la traction ultime de géo synthétique ; FS est le facteur de sécurité ; RF est le facteur de réduction combiné donné par l'équation (2-8) ; RF_{ID} est le facteur de réduction de résistance due à l'endommagement subi lors de l'installation des géo synthétiques ; RF_{CR} est le facteur de réduction de la résistance due au phénomène du fluage des géo synthétiques ; RF_D est le facteur de réduction de la résistance due à la dégradation chimique et biologique des géo synthétiques.

$$RF = RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_D \quad (2-8)$$

Le système de connexion doit être dimensionné pour résister aux forces actives, ainsi que le mouvement différentiel entre le sol renforcé et le parement suivant l'équation

$$T_{max} = T_0 \leq T_{ac} R_c \quad (2-9)$$

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \cdot CR_u}{FS \cdot RF_c} \quad (2-10)$$

$$RF_c = RF_{CR} \cdot RF_D \quad (2-11)$$

$$T_{max} = \sigma_h \cdot S_v \quad (2-12)$$

$$\sigma_h = K_r (\gamma_r z + q) \quad (2-13)$$

où RF_c est le facteur de réduction combiné ; σ_h est la contrainte horizontale ; S_v est l'espacement vertical entre les nappes de renforcement ; k_r est le coefficient de pression latérale

qui dépend de la profondeur et du type de renforcement (Figure 2.26) ; γ_r est le poids volumique du sol renforcé ; Z est la profondeur de la nappe de renforcement ; q est la surcharge.

Le coefficient de pression latérale K_r/k_a est tiré à partir des tests sur des ouvrages de soutènement en vraie grandeur, pour le renforcement par géo synthétiques le coefficient de pression latérale k_r est égale au coefficient de poussée k_a .

Le coefficient de poussée est calculé en utilisant l'équation (2-14) (théorie de Rankine pour les ouvrages à parement vertical).

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\psi}{2} \right) \quad (2-14)$$

Pour les ouvrages à parement incliné le coefficient de poussée est calculé par la théorie de Coulomb en utilisant l'équation (2-15)

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \left(\frac{\sin \phi}{\sin \psi} \right)^2} \quad (2-15)$$

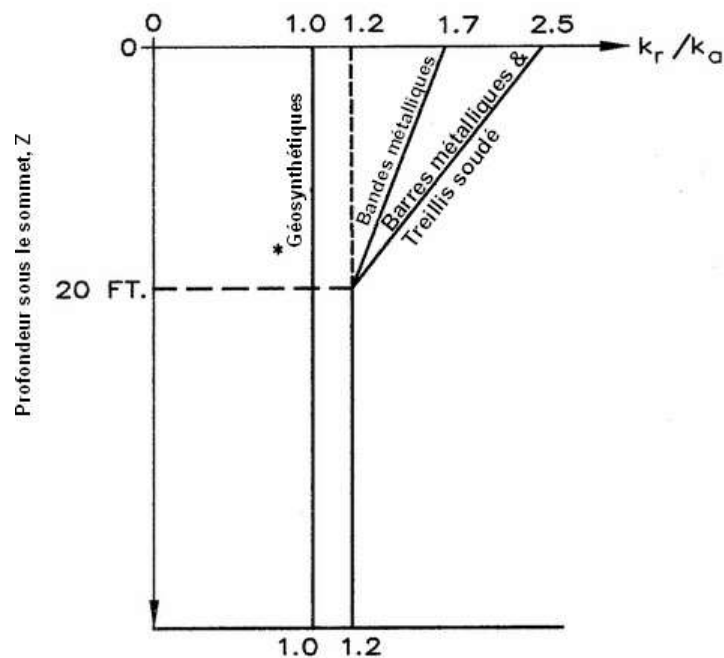


Figure 2. 26: Variation du coefficient de pression latérale en profondeur (AASHTO, 2012).

Pour vérifier la stabilité à l'extraction d'armatures, seulement le poids propre du sol est pris en compte dans le calcul de T_{max} . Par contre pour le dimensionnement du système de connexion parement/armatures et le choix de la résistance à la traction d'armatures, le poids propre et seulement le chargement appliqué au-dessus le sol renforcé sont pris en compte pour le calcul de T_{max} (figure 2.27).

La stabilité à l'extraction des armatures est assurée par la longueur d'ancrage des nappes de renforcement dans la zone passive.

La longueur minimale des nappes de renforcement requise pour satisfaire la stabilité contre leur extraction $L_{min; p}$, peut être calculée suivant l'équation (2-16).

$$L_{min; p} = L_a + L_e \tag{2-16}$$

où L_a et L_e sont les longueurs des nappes de renforcement dans les zones actives et passives, respectivement, comme montré sur la Figure (2.25). L_a est calculée en fonction de la géométrie de la ligne de rupture, suivant le plan de Rankine pour les ouvrages à parement vertical équation (2-17), et suivant le plan de Coulomb donné par l'équation (2-18) pour les ouvrages avec un parement incliné avec $\psi \geq 10^\circ$, et L_e est donnée par l'équation (2-19).

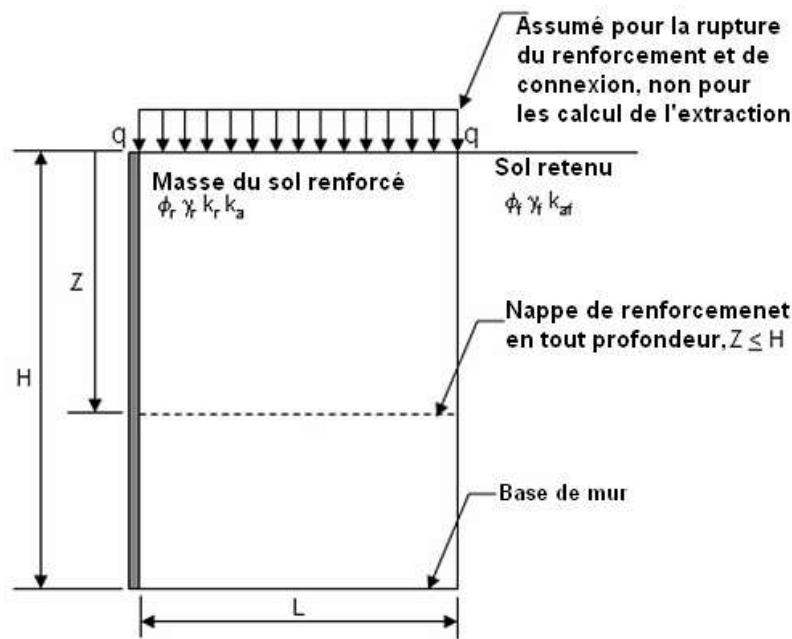


Figure 2. 27:Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et forces impliquées dans l'analyse de la stabilité interne (AASHTO, 2012).

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \tag{2-17}$$

$$\tan(\alpha - \psi) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{[\tan(\phi - \beta)][\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)]}[1 + \tan(\lambda - \psi) \cot(\phi + \psi)]}{1 + \tan(\lambda - \psi)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)]}$$

(2-18)

$$L_e \geq \frac{T_{max}}{F^* \alpha \sigma_v C R_c} * F_{Sv} \tag{2-19}$$

Où F^* est facteur de frottement à l'extraction ; α est le facteur de correction ; σ_v est la contrainte verticale agissant sur la nappe de renforcement ; C est le facteur de la géométrie de la surface ; R_c est le rapport de couverture ; F_{Sv} est le facteur de sécurité contre l'extraction des nappes de renforcement.

Le facteur de frottement à l'extraction dépend du type et la profondeur de la nappe de renforcement (figure 2.28).

Le facteur de sécurité requis pour la stabilité contre l'extraction de renforcement est recommandé par AASHTO (2012) est égal à 1,5 et L_e doit être supérieure à 0,9 m.

Le rapport de couverture R_c dépend de la géométrie des renforcements utilisés (continues ou discontinues) comme présentés sur la Figure (2.29). R_c peut être calculé par l'équation (2)

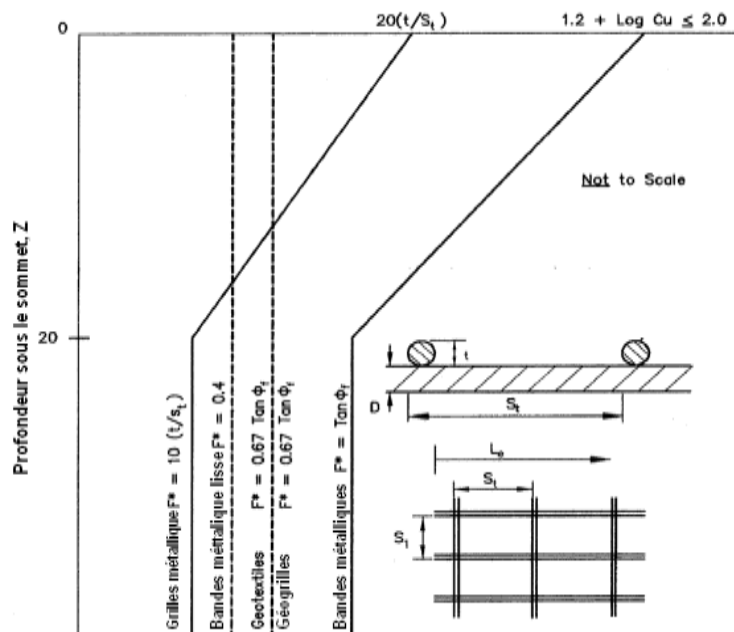


Figure 2. 28: Valeurs de facteur de frottement pour différents types d'armatures (AASHTO, 2012).

$$R_c = \frac{b}{S_h} \tag{2.20}$$

Pour des renforcements métalliques ou géo synthétiques continus, le rapport de couverture est égal à $R_c = b = S_h = 1$.

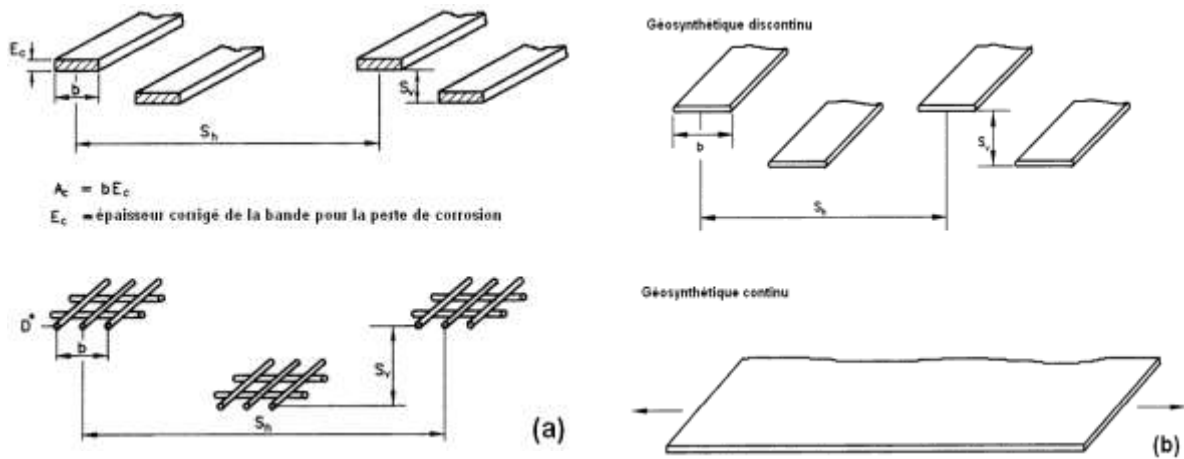


Figure 2. 29: Rapport de couverture R_c d’après la méthode AASHTO (2012).

5. Modèle de calcul :

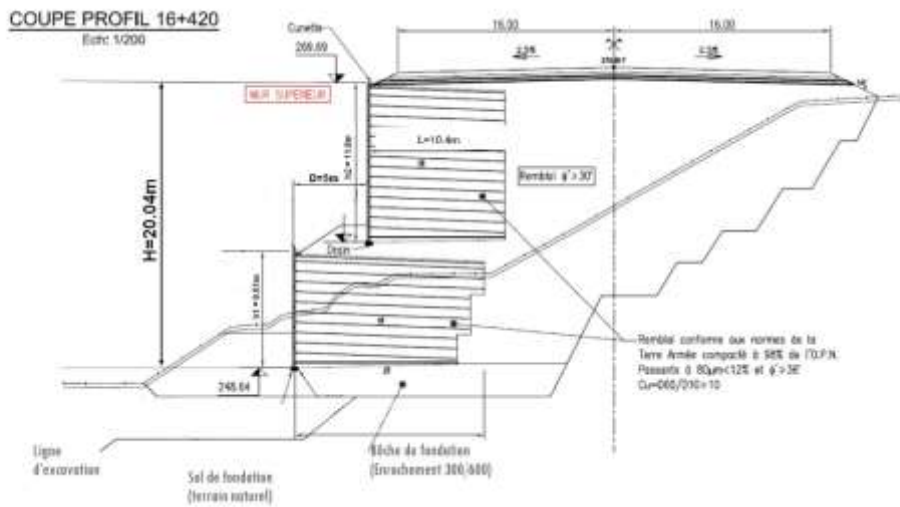


Figure 2. 30:Mur en terre armé

Exemple de calcul d’un mur de soutènement :

Stabilité interne :

$$T_{\max} : \delta_H * S_V$$

$$\delta_H = \gamma_p * (\gamma_z + q + Z + \Delta\delta_v) * K_a$$

NB: q c’est le compactage

$$\text{Nappe inférieure} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{pv}{D1}$$

$$D_1 = b_1 + \frac{2Z}{2}$$

$$D_1 = 3 + \frac{2 \cdot 0.4}{2}$$

$$D_1 = 3.4$$

Sol renforcé

$$\gamma_{sv} = \frac{20}{3.4}$$

$$= 5.88 \text{ kPa}$$

$$K_a = \tan^2\left(45 + \frac{\psi}{2}\right)$$

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

$$k_a = 0.25$$

$$\sigma_H = 1.5(16.8 + 53 \cdot 0.4 + 5.88) \cdot 0.25$$

$$= 10.15 \text{ kPa}$$

$$T_{\max} = \sigma_H \cdot S_v$$

$$= 10.15 \cdot 0.4$$

$$= 4.06 \text{ kN/m}$$

Résistance à la traction

$$T_{\max} \leq \phi T_{al} \cdot R_c$$

$$\phi = 0.9 \text{ et } R_c = 1$$

$$T_{al} > \frac{T_{\max}}{0.9} = 4.51 \text{ kN/m}$$

La résistance des géo grilles à la traction doit être supérieure à 4.51 kN/m

Longueur des renforcements

$$L = L_a + L_e$$

$$L_a = 10$$

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\phi F \cdot \alpha \sigma V C R_c}$$

$$F^* = 0.6 \tan(35) = 0.47$$

$$\phi = 0.9 \quad \alpha = 0.8 \quad c = 2 \quad R_c = 1$$

$$T_{\max} = \gamma p (\sigma V + \Delta \sigma v) \cdot k_a \cdot S_v$$

$$T_{\max} = 1.5 (4.06 + 5.88) \cdot 0.22 \cdot 0.6$$

$$T_{\max} = 2 \text{ kN/m}$$

Nappe supérieure

$$L_e = \frac{2}{36 \cdot 0.43 \cdot 0.6 \cdot 2.53 \cdot 2 \cdot 1}$$

$$L_e = 0.04$$

$$L = 10 + 0,04$$

$$L = 10.4\text{m}$$

Stabilité externe

1) Poinçonnement

$$F_{SBC} = \frac{\text{Capacité pour tante de solde fond}}{\text{charge verticale appliquée}}$$

$$F_{SBC} = \frac{0.5 \gamma(L) N \gamma}{\frac{\gamma H L + q \cdot L \cdot H + q \cdot B}{L}}$$

$$F_{SBC} = \frac{0.5 \cdot 18 \cdot 10.4 \cdot 41.1}{(18 \cdot 24.41 \cdot 10.4) + (8 \cdot 24.41) + (8 \cdot 5)}$$

$$F_{SBC} = 6 \geq 2,5$$

2) Glissement :

$$F_S = \frac{\sum F \text{ Horizontales résistantes}}{\sum F \text{ Horizontales motrices}}$$

$$F_S = \frac{\gamma \cdot H \cdot L \cdot \tan \phi}{0.5 \gamma H^2 K_d}$$

$$F_S = \frac{18 \cdot 24.41 \cdot 10.4 \cdot \tan 36}{0.5 \cdot 18 \cdot 24.41^2 \cdot 0.25}$$

$$F_S = 2.4 \geq 1,5$$

3) Renversement :

$$F_{S0} = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments motrices}}$$

$$F_{S0} = \frac{\gamma \cdot H L \left(\frac{L}{2}\right) + q c \cdot H \cdot L \cdot \left(\frac{L}{2}\right)}{0.5 \gamma \cdot H \cdot (2) K_a \left(\frac{H}{3}\right) + q c \cdot H \cdot K_a \left(\frac{H}{2}\right) + q \cdot H \cdot K_a \left(\frac{H}{2}\right)}$$

$$F_{S0} = \frac{18 \cdot 24.41 \cdot 10.4 \cdot \left(\frac{10.4}{2}\right) + 8 \cdot 24.41 \cdot 10.4 \cdot \left(\frac{10.4}{2}\right)}{0.5 \cdot 16 \cdot 24.41 \cdot (2) \cdot 0.25 \cdot \left(\frac{24.41}{3}\right) + 8 \cdot 24.41 \cdot 0.25 \cdot \left(\frac{24.41}{2}\right) + 8 \cdot 24.41 \cdot 0.25 \cdot \left(\frac{24.41}{2}\right)}$$

$$2,7 \geq 2$$

5. Conclusion:

Conception des murs de soutènement à double parement par géosynthétique. La plupart de ces méthodes basées sur les procédés d'équilibres limite qui fournissent des informations sur la stabilité globale.

Le dimensionnement interne, qui comporte notamment le dimensionnement des lits d'armatures (critère de résistance mécanique des armatures aux efforts de traction, critère d'adhérence ou de non-glissement des armatures par rapport au sol);

Le dimensionnement externe, reposant sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs-poids en maçonnerie ou en béton.

Les méthodes analytiques sont basées sur l'équilibre des forces et des moments dans le renfort et dans le sol dans chaque tranche de la zone active après la définition de la surface de glissement la plus probable.

Chapitre 3

Les paramètres influençant sur
le comportement des ouvrages
de soutènement en sol renforcé

Chapitre 3 : Les paramètres influençant sur le comportement des ouvrages de soutènements en sol renforcés.

1. Introduction:

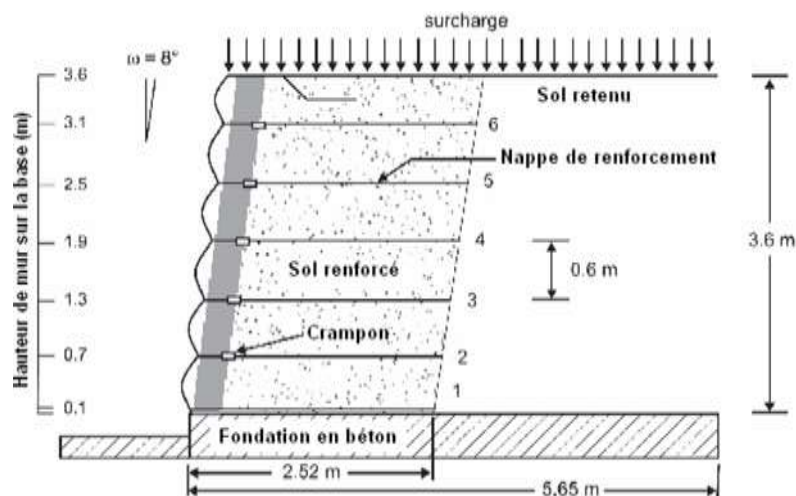
Il existe différentes méthodes de calcul des ouvrages de soutènement en sol renforcés, La plupart de ces méthodes basées sur les procédés d'équilibres limite qui fournissent des informations sur la stabilité. De nombreuses méthodes de calcul reposent sur des hypothèses simplificatrices, sont basées sur la considération de deux modes de rupture, par conséquent, plusieurs études ont montré que ces méthodes de calcul peuvent surestimer le dimensionnement de ce type d'ouvrages, en raison de la non prise en compte de certains paramètres qui affectent de manière significative le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. On peut citer les paramètres suivants :

2. La rigidité des nappes de renforcement :

Les règlements des dimensionnements ne prennent pas en compte la rigidité des nappes de renforcement dans le calcul de forces de traction maximales dans ces nappes. Une méthode de rigidité k-stiffness a été développée par Bathurst et al. (2008) qui prend en compte la rigidité des nappes de renforcement.

2.1. Rigidité du parement :

Les murs de soutènement peuvent être construits avec un parement souple ou rigide. Bathurst et al. 2006, ont montré que la rigidité du parement joue un rôle important sur le comportement de l'ouvrage. Cependant, cette rigidité n'est pas prise en compte dans les méthodes de calcul, qui a été prise en compte ultérieurement dans la méthode k-stiffness.



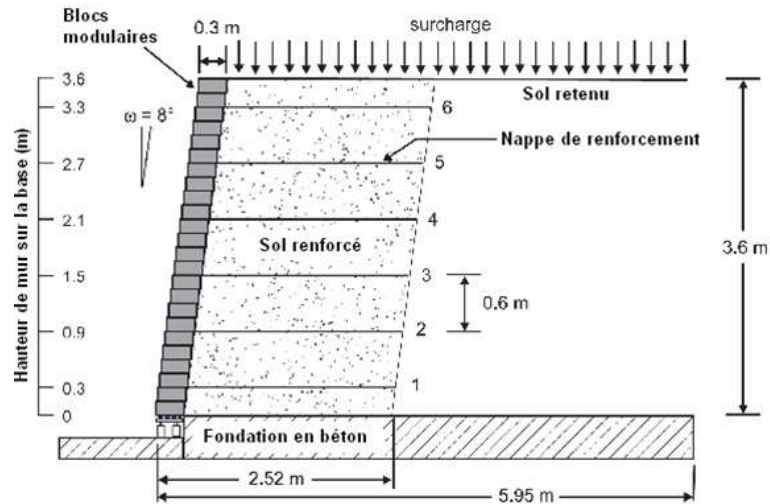


Figure 3. 1:Ouvrage de soutènement en sol renforcé(Bathurst et al. 2006 (a) parement en blocs modulaires ; (b) parement flexible [7]

3. La compressibilité du sol de fondation :

Pour vérifier la stabilité des ouvrages de soutènement en sol renforcé, les méthodes de calcul considèrent le sol de fondation, le sol retenu et le sol renforcé comme des blocs rigides. Damians et al 2014, ont modélisé un mur de soutènement en sol renforcé, en faisant varier la compressibilité du sol de fondation. Cette étude a montré que la compressibilité du sol de fondation affecte d'une manière significative les forces de traction dans les nappes de renforcement et le déplacement du parement.

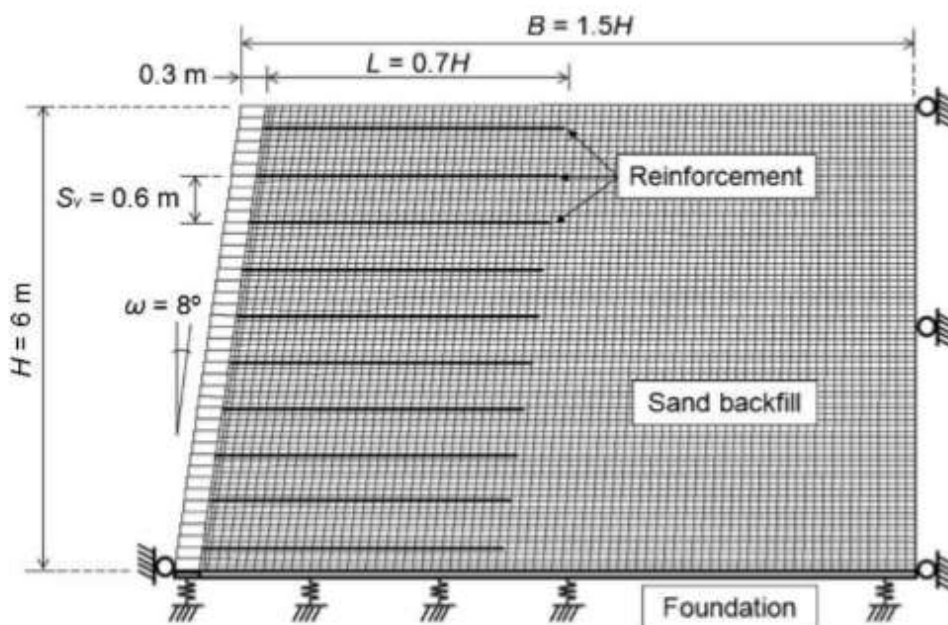


Figure 3. 2:Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement avec un sol de fondation compressible (Damians et al., 2014).[8]

4. Cohésion du remblai renforcé:

La masse de la terre a tendance à agir comme un tout cohérent, supportant son propre poids ainsi que les charges externes par lesquelles elle est conçue. La fonction principale de la couche renforcée à l'intérieur du sol est d'augmenter la résistance à la traction du sol grâce au frottement généré le long de la surface renforcée et à la résistance passive du déplacement latéral.

La méthode de K-stiffness (Allen et al., 2003) et l'AASHTO (2012) ne tiennent pas compte de la cohésion du sol renforcé dans leurs calculs de la force de traction maximale, T_{max} , dans les nappes de renfort. Les recherches menées par Miyata et Bathurst (2007) sur l'impact de la cohésion renforcée du sol sur les ouvrages de soutènement, pour ce faire, ils ont introduit un facteur de cohésion dans l'équation (1-1). Les résultats de leur expérience ont ensuite été comparés aux méthodes de K-stiffness modifiée, et de K-stiffness, AASHTO. Les résultats indiquent que les méthodes AASHTO et K-rigidité exagèrent considérablement la résistance à la traction maximale des nappes de renforcement. La force de traction maximale est réduite lorsque la cohésion est prise en compte.

$$T_{max} = \frac{1}{2} K (H\gamma_r + S\gamma_f) S_v D_{max} \Phi_g \Phi_{local} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \Phi_c \quad (1-1)$$

4.1. Distance semelle-parement :

Les chercheurs en génie civil sont confrontés à une tâche ardue lors du calcul des forces de traction maximales dans les couches de renforcement des structures de soutènement. Cette tâche devient encore plus compliquée lorsqu'il s'agit de chargement localisé sur la surface du sol, car le mécanisme de rupture diffère considérablement de celui d'une structure non chargée ou uniformément chargée.

La méthode AASHTO (2012), discutée dans le chapitre un, tient uniquement compte du chargement localisé au-dessus de la zone renforcée de la figure 3-7, sans tenir compte du chargement en dehors de cette zone. De même, la méthode de rigidité K (Bathurst et al., 2008) ne tient pas compte de la distance face à la semelle lors de l'estimation des forces de traction maximales dans les couches de renforcement. Si la surcharge se trouve être située en arrière de la masse du sol renforcé, l'augmentation des contraintes verticales n'aura pas d'incidence sur l'évaluation des contraintes internes de stabilité.

En supposant que la surcharge se situe au-delà de la zone active, on pense qu'il n'y a pas d'impact sur la stabilité externe.

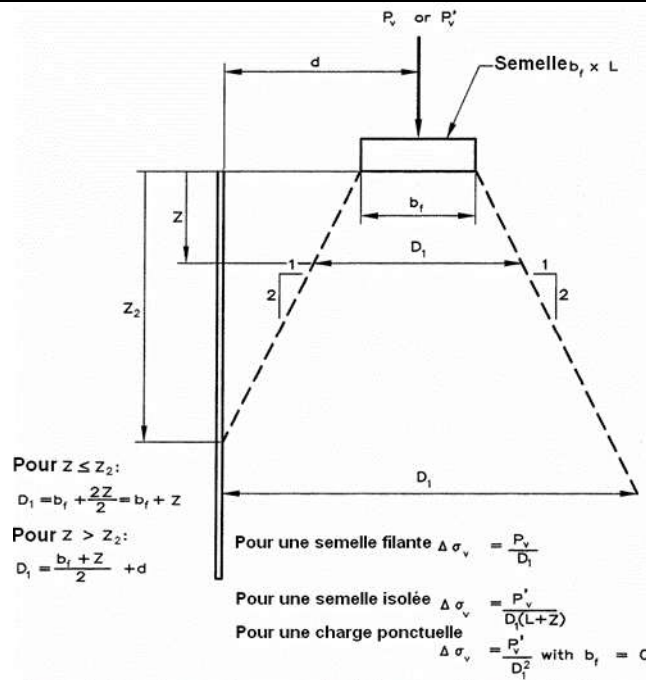


Figure 3. 3: Distribution de contrainte verticale pour les calculs de la stabilité interne et externe (AASHTO, 2012).

5. Problématique:

Le renforcement des sols par géosynthétiques est une technique qui permet la construction rapide et économique des ouvrages de soutènement. Cette technique connaît un essor important depuis quelques décennies. Cette étude a été effectuée dans le but d'évaluer l'influence de quelque paramètre : rigidité dans les nappes de renforcement, la cohésion du sol, la rigidité de sol de fondation, rigidité de parement, lors de dimensionnement d'un mur de soutènement il est considéré comme un mur à plusieurs niveaux cependant AASHTO considère comme un mur d'un seul niveau comme la figure (4.4) l'indique, ce dernier exige 0.7 de la hauteur totale de mur.

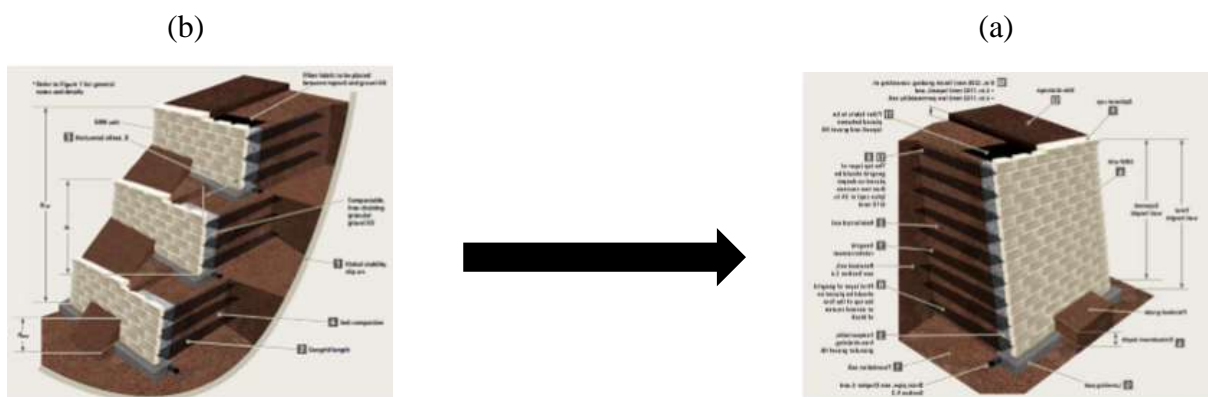


Figure 3. 4: Schéma d'un mur de soutènement en terre armée : (a) un seul niveau ; (b) plusieurs niveaux.

6. Conclusion:

Dans ce chapitre, nous essayons de mettre en évidence les paramètres qui affectent les dimensions des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Par ailleurs, diverses études expérimentales et théoriques ont été consacrées à évaluer l'influence de la disposition des blocs constituant le parement, l'angle de frottement face à l'interface sol, l'angle de la surface libre du sol, l'influence de l'angle d'inclinaison, et enfin l'influence du pied près du front.

Des études théoriques ont mis en évidence l'importance de la disposition des blocs. Il a été démontré que la pente des blocs réduit : la contrainte de cisaillement entre les blocs, le déplacement de surface, les forces de traction et la déformation dans la couche de renforcement. Il est donc proposé d'utiliser des blocs modulaires inclinés par rapport à l'horizontale pour réaliser les parements qui renforcent la structure de soutènement.

La méthode spécifiée dans AASHTO (2012) ignore l'effet de la rigidité du panneau lors du calcul de la force de traction maximale dans la couche de renforcement. Le calcul de la longueur de la barre est basé sur la géométrie du plan de rupture interne dont l'angle est déterminé en tenant compte de l'angle du sol libre, de l'angle de pente du parement et de l'angle de frottement sol-sol. Interface faciale. Cependant, AASHTO (2012) ignore ces paramètres de structure de pente, et l'angle de frottement face à l'interface du sol.

Les structures de soutènement en sol renforcé avec des parements verticaux nécessitent des longueurs de renforcement plus importantes que les structures à parements inclinés. Pour déterminer l'angle de la surface de rupture interne, AASHTO (2012) considère l'angle du sol libre, l'angle de pente du parement et l'angle de frottement vers l'interface sol pour des angles de pente de parement $\psi > 10^\circ$; par conséquent, en considérant ce Trois paramètres peuvent surestimer la longueur de la couche d'armature, puisque dans ce cas la longueur d'armature est supérieure à ce qui serait nécessaire pour une structure avec des finitions verticales. Aussi, pour le calcul de la force de traction maximale dans la couche de renforcement, AASHTO (2012).

Chapitre 4

Présentation de projet

Chapitre 4: Présentation de projet

1. Introduction:

Dans le cadre de la réalisation du projet de la pénétrante Autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou a l'autoroute est-ouest sur un linéaire de 48 km, parmi les différents confortements existant sur le long de projet on a décidé d'étudier un pk 16+400 une portion de talus est altérée par un sol argileux qui nécessite un confortement (traversant généralement des hautes zones montagneuses caractérisées avec des déblais-remblais élevés) parmi les solutions préconisées par l'entreprise réalisatrice **Ozgoun** est la technique de renforcement du sol par terre armée qui est confiée à la société d'étude techniques **Fugro** pour faire l'étude géotechnique et géologique du site. la carte d'emplacement de pk 16+400 est présentée dans la **figure (4.1)**.



Figure 4. 1: L'emplacement de pk16+400

2. Remblai PK16+400 :

Cette partie de la zone d'examen sera passée avec les excavations de remblai. Il s'agit d'un remblai sur une pente naturelle de 15 à 20 degrés, où le substrat est un sol limoneux argileux d'une épaisseur considérable (plus de 15 m dans le sondage de référence SC-153) sont fournis dans l'annexe. La géométrie originale du DEX considérait un remblai 2H:1V et une hauteur supérieure à 30 m. Cette conception nécessite une grande surface et un terrassement élevé.

Les emplacements des sondages de la zone d'examen sont indiqués dans la carte géographique est présentée dans le plan suivant.



Figure 4. 2:Les emplacements des sondages de la zone d'examen



Figure 4. 3:Vue des zones de déblais remblais entre pk 16+309 –pk16+500

3. Reconnaissance du site:

Situation : Ce présent rapport présente les recherches géotechnique et géologique dans le cadre de projet ‘’réalisati

la pénétrante Autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou a l'autoroute Est- Ouest.

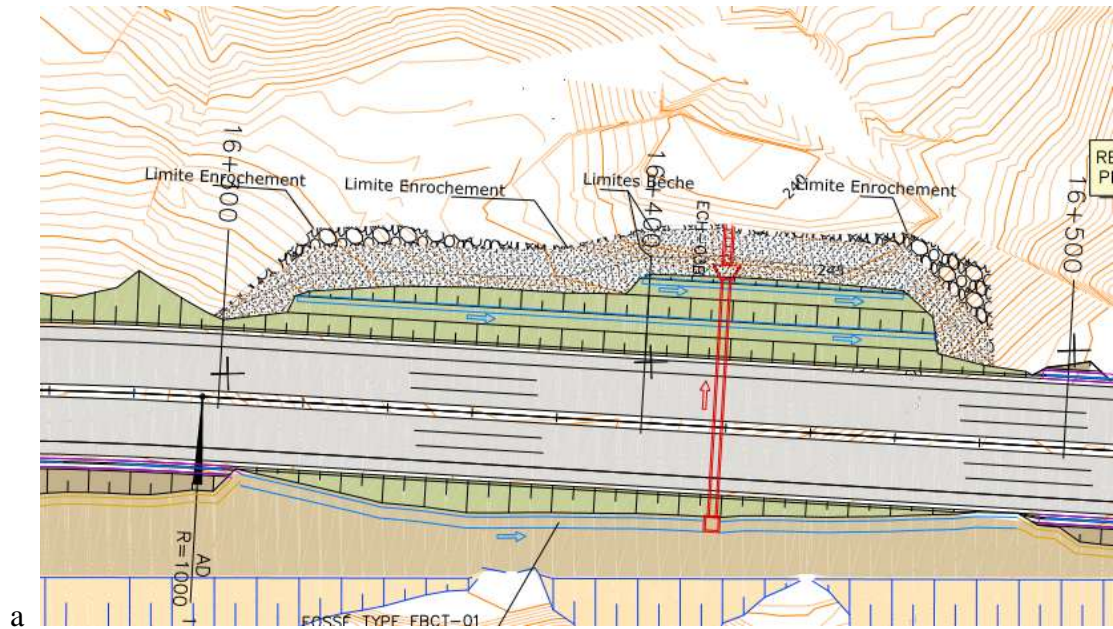


Figure 4. 4:Plan géologique de la zone d'étude

3.1. Topographie :

La pénétrante Autoroutière reliant la ville de Tizi Ouzou a l'autoroute est-ouest, c'est un terrain relief très accidenté de la nécessité des grands ouvrages (viaduc tunnel ...)

3.2. Contexte géologique :

D'après la carte géologique de Draa el Mizan, metagranites et calcaire très/moyennement décomposés de couleur marron verdâtre /marron, d'âge pré cambrien d'une épaisseur en surface ont observées en surface dans cette zone, figure montre trajet de partie 4 Draa el Mizan (chmiguirilov et autre 1986).

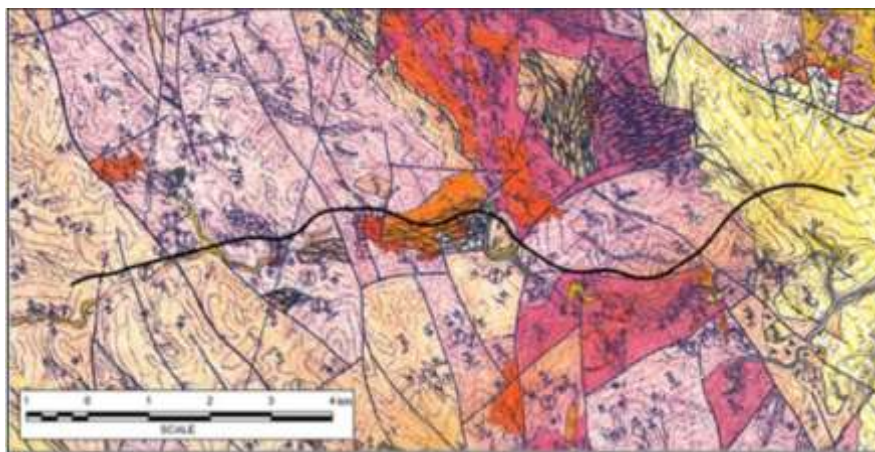


Figure 3. 5:Trajet de partie 4 Draa el Mizan (chmiguirilov et autre 1986)

3.3. Reconnaissance du sol :

▪ Les essais in-situ :

Un sondage carotté de 20m de profondeur chacun pour reconnaître la lithologie du sol et prélever des échantillons pour des essais de laboratoire.

Tests périmétrique, Essai de pénétration standard Cet essai permet :

- Déterminer la profondeur du refus et la résistance à la pénétration.
- Vérifier la conformité avec les coupes géologiques des sondages.

4. Résultats et interprétations:

4.1. Sondage carotté :

les deux coupes géologiques transmises de haut en bas :

- SC-153 : Des unités alluvion ; argile-sablo-graveleuse très compacte et dure sont visibles jusqu'à 15,0m. Des roches mica-schiste fragmenté très durs sont observées après ces unités jusqu'à la fin du forage, 20m.
- Aucune nappe phréatique n'a été constaté à la section PK 16+400 et les analyses ont été effectuées en tenant en compte la condition de prise de mesures de drainage au fond du remblai contre l'infiltration d'eaux souterraines dans les unités altérées.

4.2. Essais de pénétration standard :

Les résultats des essais de pénétration standards effectués au cours des sondages sont présents dans le tableau ci-dessus :

Sondage	PK	Profondeur		N1+N2	Unité
SC-153	16+400	3	3.45	22	Q/SCHa
		6	6.45	57	Q/SCHa
		9	9.45	42	Q/SCHa
		12	12.45	48	Q/SCHa
		15	15.09	12	Q/SCHb

Tableau 4. 1:Résultats des essais SPT

4.3. Les essais au laboratoire :

Plusieurs tests du laboratoire ont été effectués sur les échantillons. En vue de la caractérisation de profil du sol, les tests mentionnés ci-dessus, ont été effectués sur les échantillons prélevés des sondages réalisés :

- Tests de classification
- Analyse granulométrique,
- Limite d'Atterberg (WL limite de liquidité WP limite de plasticité),
- Teneur en eau,
- Densité et classification.

Sondage	Profondeur	Unité	W(%)	Sr(%)	$\Gamma_h(t/m^3)$	$\Gamma_d(t/m^3)$
SC-153	4.4-4.5	Q/SCHa	18.85	82.42	1.97	1.65
	8.5-8.8	Q/SCHa	13.56	91.03	2.16	1.90
	13.2-13.55	Q/SCHa	18.34	97.75	2.09	1.77

Tableau 4. 2:Essais physiques de laboratoire

Sondage	Prof (m)	Unité	Limite d'Atterberg			Granulométrie			VBS
			W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)	<2mm	<8 μ m	<2 μ m	
SC-153	4.4-4.5	Q/SCHa	43	28	15	88.93	44.29	13.29	8
	8.5-8.8	Q/SCHa	35	22	13	94.52	64.57	33.57	8
	13.2-13.55	Q/SCHa	31	18	13	96.20	65.92	34.65	8

Tableau 4. 3:Essais physiques de laboratoire

5. Conclusion:

La synthèse des essais au laboratoire nous permet de s'apercevoir que le sol est une roche metagranite et calcaire très/moyennement décomposé de couleur marron verdâtre /marron, d'âge pré combien d'une épaisseur en surface ont observé en surface dans cette zone d'excavation des remblais et des déblais, formée l'issue d'une intrusion volcanique est observée à cet emplacement en tenant compte du sondage SC153 achevé au PK16+400. Une portion de talus est altérée par un sol argileux qui nécessite un confortement sur le PK 16+400 du les solutions préconisées est la technique de renforcement de sol, la valeur de leur résistance à la pénétration dynamique est importante.

La zone de PK16+400 à l'égard de la stabilité, La section est en sécurité à court terme – à long terme est en situation dynamique.

Chapitre 5

Modélisation numérique des
ouvrages de soutènement en sol
renforcé

Chapitre 5 : modélisation numérique d'un ouvrage en sol renforcé

Introduction :

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape critique pour déterminer la qualité de l'analyse diagnostique et la prédiction du comportement du sol et de la structure. Un modèle n'est pas un ensemble d'équations représentant le comportement physique ou mécanique d'un sol, mais une représentation géométrique de l'espace représentant, pour établir les frontières entre les emplacements des conditions aux limites et leurs conditions de contact.

L'objet de la loi de comportement est de compléter le système d'équations de n'importe quel problème de mécanique des milieux continus et aussi de caractériser l'évolution du matériau sous l'effet d'actions extérieures données par la suite le comportement mécanique des murs de soutènement en sol renforcé par géo synthétiques est complexe impliquant des phénomènes d'interaction sol-structure à différentes échelles. Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'outils numériques adaptés pour considérer le comportement global de ce type d'ouvrage, les mécanismes de stabilité, de déformation et de rupture en chaque point du modèle, ainsi que certains permettent d'analyser ponctuellement l'impact des paramètres dans un temps raisonnable et moins coûteux. Le code de calcul PLAXIS 2D a été utilisé pour la simulation bidimensionnelle du système, son objectif principal est de fournir un outil permettant aux ingénieurs géotechniciens, qui ne sont pas nécessairement des ingénieurs numériques, d'effectuer des analyses pratiques, et le code de calcul présenter dans la deuxième partie.

1. Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est donc une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir des fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés nœuds. La méthode des éléments finis est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre (La mécanique des structure, L'analyse numérique, L'informatique appliquée). Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Cam-Clay, ...etc
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles, Elle permet aussi (Les déplacements du sol, les déformations du sol, le calcul de coefficient de sécurité

2. Modèles de comportement :

Le comportement du sol est décrit par des lois qui assimilent le sol à un milieu continu. Cette loi, souvent appelée "loi de comportement", décrit la relation entre les contraintes et les déformations induites par ces contraintes. Il traduit des différences de comportement observées expérimentalement sous l'action de facteurs externes lors du passage d'une action extérieure. La diversité et la complexité des comportements des matériaux ont amené les rhéologues. La diversité et la complexité des comportements des matériaux ont amené ces derniers à distinguer un grand nombre de comportements tels que l'élasticité, la viscosité, la plasticité et leurs combinaisons, et à distinguer un grand nombre de comportements tels que l'élasticité, la viscosité, la plasticité et leurs combinaisons. Cette partie du chapitre présente les différentes lois rhéologiques utilisées dans la modélisation du modèle.

3.1. Comportement élastique :

Le comportement élastique d'un matériau implique la réversibilité des déformations du milieu. La déformation peut être liée à la contrainte par une relation fonctionnelle linéaire ou non linéaire.

3.1.1. Modèle élastique linéaire isotrope:

La loi de comportement relie la contrainte appliquée σ_{ij} au comportement de déformation ϵ_{ij} du matériau. Un matériau est dit isotrope si toutes les directions sont égales. Le comportement élastique linéaire signifie que la déformation reste proportionnelle au contrainte pendant le chargement. Pour l'élasticité linéaire isotrope, la formule la plus générale est donnée par la relation de Hooke :

$$\epsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij}$$

Et la relation inverse :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \epsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \epsilon_{kk} \delta_{ij}$$

Avec δ_{ij} le symbole de Kronecker.

3.1.2. Comportement élasto-plastiques:

La plupart des matériaux ont un comportement élasto-plastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et des déformations irréversibles[9]

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}^e + \mathcal{E}^p$$

Avec ε les déformations totales, ε^e les déformations élastiques et ε^p les déformations plastiques. Les modèles élasto-plastiques sont basés sur quatre notions fondamentales :

- La surface de charge.
- La règle d'écroutissage.
- La règle d'écoulement.
- Le critère de rupture.

2.1.3. Comportement élastique parfaitement plastique:

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture ($F < 0$), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ($F = 0$), le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. A partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique. Nous présentons en détaille le critère de Mohr-Coulomb qui est utilisé pour représenter le comportement du sol dans notre modélisation et les critères les plus utilisés en génie civil sont présentés brièvement.

2.1.3.1. Critère de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle couramment utilisé pour décrire la rupture par cisaillement des sols et décrit le comportement à court et à long terme des sols pulvérulents (sable) et des sols cohésifs (argile et limon). Il peut être expliqué par approximation.

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E , ν), une surface de charge F (σ_{ij}) et un potentiel plastique G (σ_{ij}). C'est un modèle à deux paramètres de rupture (la cohésion c et l'angle de frottement φ).

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire :

- E : Module d'Young ;
- C : Cohésion ;
- φ : Angle de frottement
- ϕ : Angle de dilatance
- V : coefficient de poisson.

4. Présentation du logiciel (Plaxis):

Le développement de Plaxis (Plane strain and axial symmetry) a commencé en 1987 à l'université technique de Delf en tant qu'initiative du département néerlandais des travaux publics et la gestion de l'eau.

Pour analyser initialement les digues en sols argileux. PLAXIS a été étendu à couvrir la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique. En raison de la croissance continue des activités, La société (Plaxis BV) a été créée en 1993.[10] Depuis 2018, PLAXIS fait partie de Bentley Systems, Incorporated, En 1998, la première version de PLAXIS est inventé pour Windows, qui peut résoudre différents problèmes tels que les fondations peu profondes, les murs de soutènement, les remblais et les excavations. Une version 3D du logiciel a été développée au cours de la même période. Après plusieurs années de développement, le logiciel 3D PLAXIS Tunnel programme est sortie en 2001.

Le programme est basé sur la méthode des d'éléments finis pour la modélisation de structures géotechniques. Le logiciel est conçu pour l'analyse de la déformation et de la stabilité des structures géotechniques et peut analyser les problèmes élastiques, élasto-plastiques et élasto-viscoplastiques en 2D et 3D.

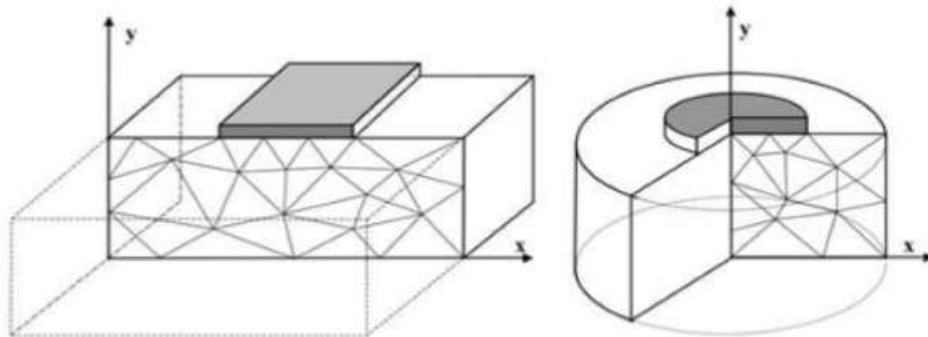


Figure 5. 1:Exemple de problème en déformation plane et axisymétrique[3]

4.1. Les sous programmes de Plaxis:

L'interface d'utilisation du logiciel PLAXIS se compose de trois sous programmes :

4.1.1. Le programme d'entrée de données :

Le programme contient les options nécessaires pour créer et modifier des modèles géométriques. Effectuer une analyse structurelle, Pour utiliser PLAXIS, vous devez d'abord créer un modèle numérique et spécifier les propriétés du matériau et les conditions aux limites.

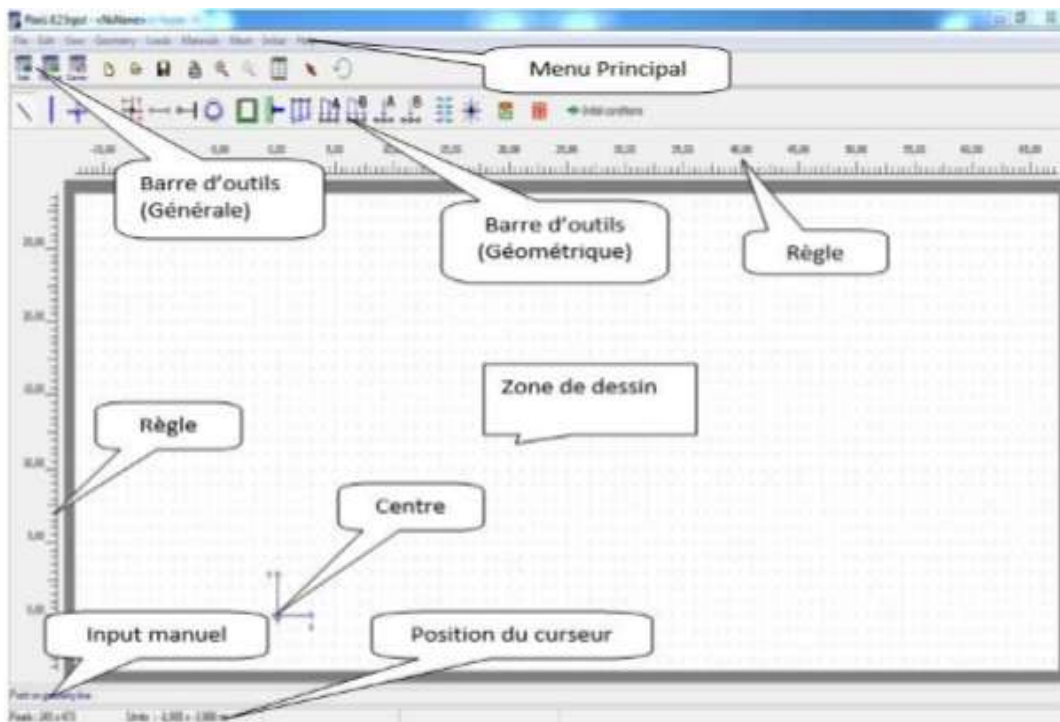


Figure 5. 2:Fenêtre principe du programme d'entrée des données.

4.1.2. Le programme de calcul :

Une fois le modèle d'éléments finis défini, les calculs peuvent être effectués à l'aide de routines de calcul. Il est nécessaire de définir le type de calculs à effectuer et les cas de charges ou phases de construction. Le programme de calcul ne traite que de l'analyse de déformation, le calcul plastique, l'analyse de consolidation, le calcul du facteur de sécurité ou le calcul dynamique peuvent être effectués.

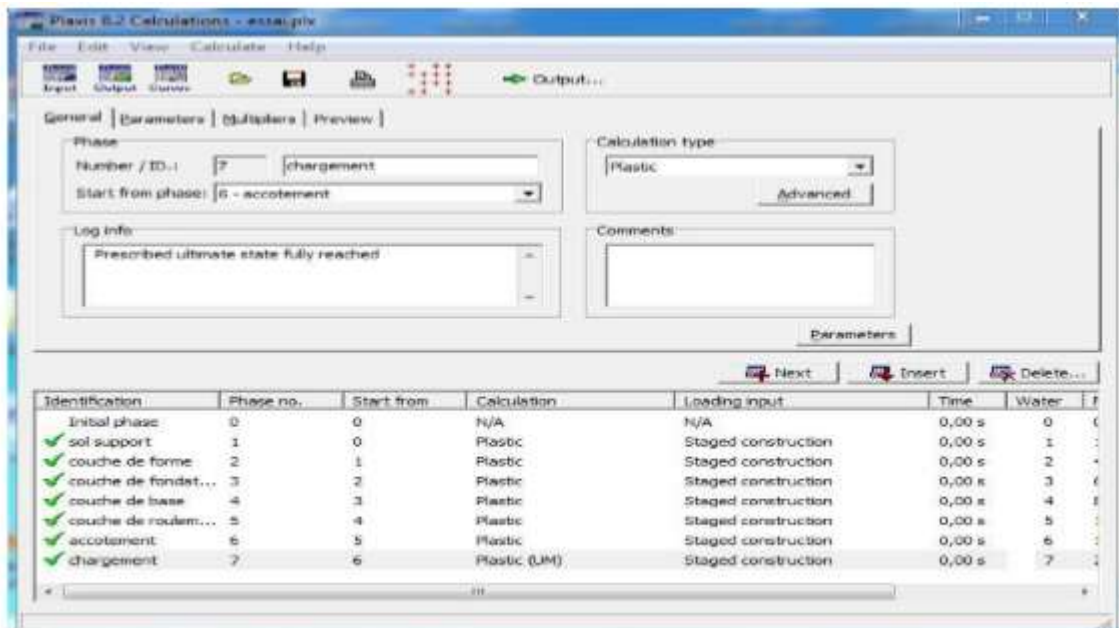


Figure 5. 3: Fenêtre principale du programme de calcul.

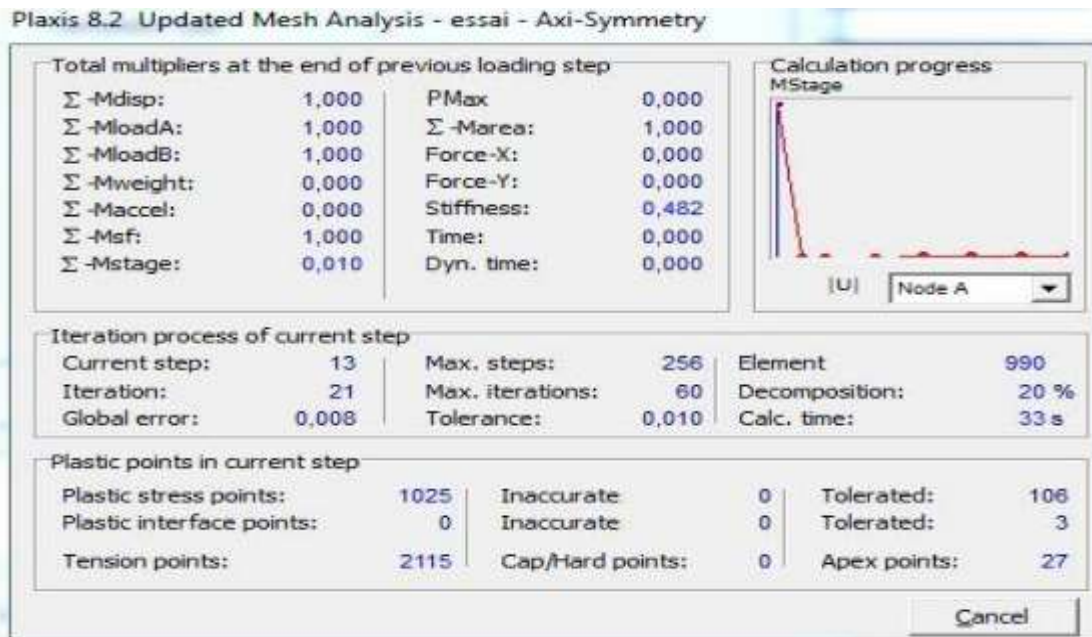


Figure 5. 4.: Fenêtre de calcul.

4.1.3. Le programme des résultats :

En utilisant le sous-programme output, vous pouvez afficher les résultats des calculs par éléments finis et les données générées. Les conclusions fondamentales de ces calculs sont les contraintes et les déformations.

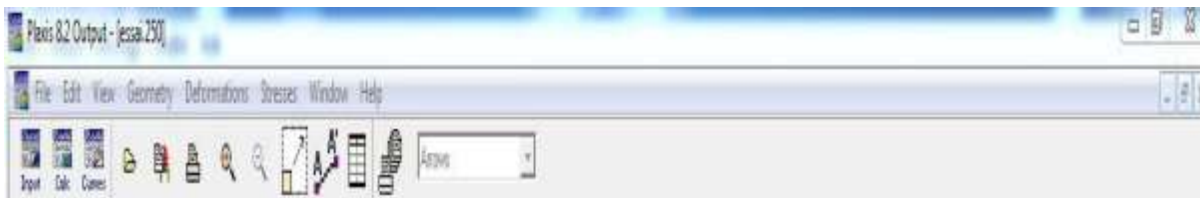


Figure 5. 5: Barre d'outils de la fenêtre principale du programme des résultats

❖ Les contraintes

Le programme offre diverses alternatives pour visualiser l'état de contrainte d'un modèle d'éléments finis.

Les contraintes effectives sont induites dans la géométrie en relation avec les calculs en cours et sont visibles dans la présentation de la géométrie non déformée.

-La contrainte totale est la contrainte effective avec la pression interstitielle ajoutée.

❖ Les déformations :

Concernant la déformation, nous pouvons présenter plusieurs options :

✓ **Maillage déformé :**

Il s'agit d'une représentation du maillage d'éléments finis sous forme déformée superposée à une représentation de la géométrie non déformée.

✓ **Les déplacements totaux :**

Les déplacements totaux sont les déplacements au niveau de tous les nœuds à la fin de calcul. Il est possible aussi de voir séparément les déplacements verticaux (tassements) et les déplacements horizontaux.

✓ **Déformation totale :**

Ce sont les déformations obtenues en fin de calcul et visibles dans la représentation non déformée de la géométrie .

4.1.4. Le programme courbe :

La fenêtre (Courbe) est utilisée pour visualiser les courbes charge-déplacement, les courbes contrainte-déformation et les chemins de contrainte ou de déformation pour divers points sélectionnés dans la géométrie.

▪ **Courbe force-déplacement :**

Vous pouvez visualiser la relation entre la charge appliquée et le déplacement résultant.

▪ **Courbes contraintes-déformations :**

Ils permettent de visualiser le comportement local contrainte-déformation des sols.

❖ **Chemin de contrainte et chemin de déplacement :**

Il décrit comment l'état de contrainte change en un point de la géométrie. De même, les chemins de déformation représentent des changements de déformation.

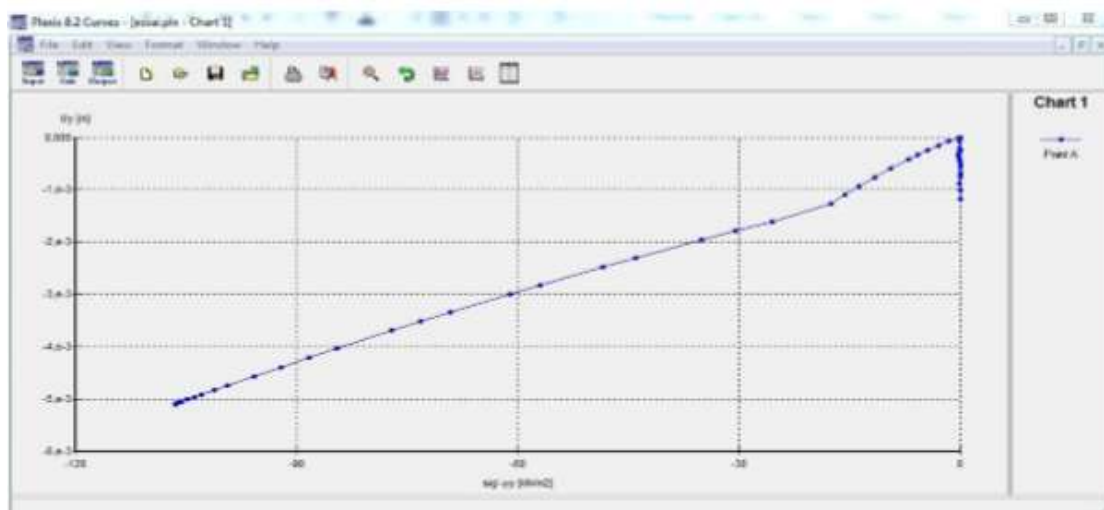


Figure 5. 6:Interface graphique Curves

5. Etapes de modélisation:

La modélisation avec PLAXIS passe par plusieurs étapes :

La géométrie :

La première étape de la modélisation est de définir la géométrie. Plusieurs propriétés sont disponibles.

Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner les surfaces du sol.

Les « plates » permettent de dessiner les structures qui possèdent une résistance en traction, en compression et en flexion.

« Anchor » sert à modéliser les liaisons entre les éléments.

« Geogrid » permet de dessiner les structures qui résistent à la compression et à la traction, mais ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et les ancrages.

L'outil « Tunnel » permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

6. Les conditions aux limites:

Après avoir défini la géométrie, nous devons entrer les conditions aux limites. C'est-à-dire les déplacements par défaut, si aucune condition aux limites n'est spécifiée, PLAXIS suppose que le sol est exempt de forces extérieures. Cela signifie que vous pouvez vous déplacer librement dans toutes les directions.

7. Définition des paramètres des matériaux :

Après les conditions aux limites, différentes propriétés du matériau doivent être définies en fonction du type de sol, du modèle de comportement et des différents paramètres qui permettent la définition. Pour les sols, en plus de définir les propriétés mécaniques, les interfaces avec d'autres types d'éléments peuvent également être des paramètres. Vous devez également définir le comportement hydraulique du sol (drainage, sous-drainage ou non poreux).

➤ Le maillage :

PLAXIS génère automatiquement le maillage. L'opérateur peut régler la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin). L'opérateur peut également décider de mailler des zones spécifiques au sol ou à proximité. L'option raffinement du menu Maillage vous permet de subdiviser les éléments en morceaux plus fins.

➤ Les conditions initiales :

Les conditions initiales sont définies en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque vous ouvrez la fenêtre Conditions initiales, seul Sol est actif.

L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes, ancrage, plaque...) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un Bouton d'allumage permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;

La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression) ;

Phase de calcul :

Une fois tous les paramètres renseignés, le calcul est accessible en cliquant sur le bouton Calculer. Une nouvelle surface de calcul apparaît. La phase 0 a déjà été calculée. Cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir les phases de modélisation de la construction

Nouvelles phases de calcul peuvent être créées à partir des phases existantes. Pour chaque phase, vous pouvez modifier la géométrie via la même interface qui a défini les conditions initiales. Par conséquent, les modifications ne peuvent être apportées qu'en activant ou en désactivant des éléments. Vous pouvez modifier le niveau de la nappe phréatique, ainsi que certaines propriétés des matériaux. Vous pouvez également modifier le niveau de résistance et l'emplacement des conditions aux limites de charge dans les déplacements et les contraintes.

Il n'est pas possible de créer de nouveaux éléments pendant la phase de calcul, tels que les charges, les déplacements, les conditions aux limites et les plaques. Vous pouvez créer d'autres types de phases (telles que des phases d'intégration). Un certain nombre de types de calculs peuvent être simulés (intégration, détermination des coefficients de sécurité, déformation plastique, études dynamiques). Une fois la phase de recherche terminée, vous pourrez définir vos points distinctifs.

8. Méthodologie de modélisation par PLAXIS :

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS est une approche simplifiée de la réalité géométrique de l'ouvrage. La figure (1) montre un organigramme présenté dans le manuel PLAXIS Contient plusieurs outils de visualisation et d'analyse des résultats liés au sol en déformation (maillage déformé, déplacement total et déformation) ou en contrainte (contrainte effective, contrainte totale, point plastique, pression

interstitielle), La simulation est effectuée par étapes, et la réponse du système est systématiquement vérifiée après chaque étape de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

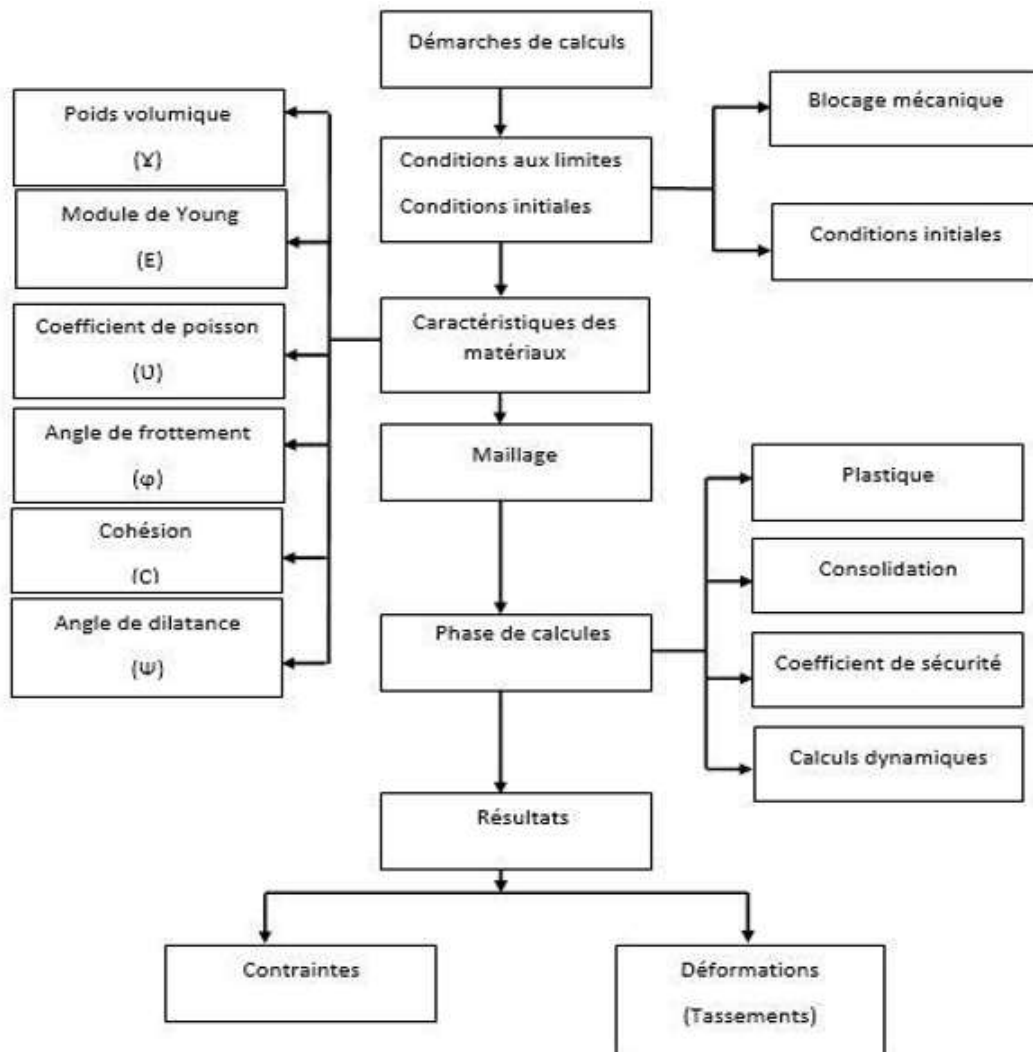


Figure 5. 7: Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul Plaxis

9. Les modèles de comportement utilisés dans « PLAXIS » :

9.1. Modèle élastique linéaire :

Le modèle d'élasticité utilisé dans PLAXIS est classique. Il a deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . Les modèles d'élasticité linéaire sont très limités dans la simulation du comportement du sol. Le modèle d'élasticité de PLAXIS est particulièrement adapté pour simuler des éléments de structures en béton ou en métal qui interagissent avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

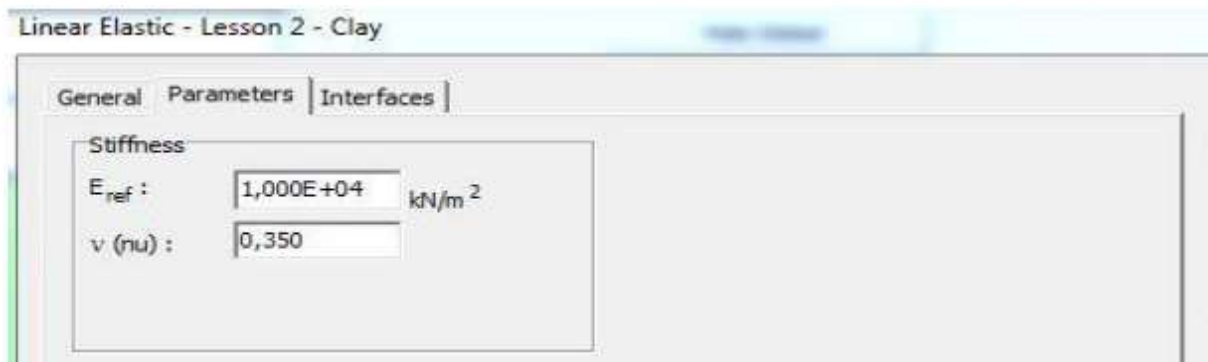


Figure 5. 8:Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

9.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle est souvent utilisé comme première approximation du comportement du sol. C'est un modèle élastique plastique parfait (sans écoulement) cinq paramètres sont à déterminer, ce sont : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatation ψ . Les deux premiers paramètres (E , ν) sont des paramètres élastiques intrinsèques, et les deux autres (ϕ , C) sont des propriétés mécaniques de résistance. L'angle de dilatation ψ est un paramètre lié à la loi d'écoulement plastique.

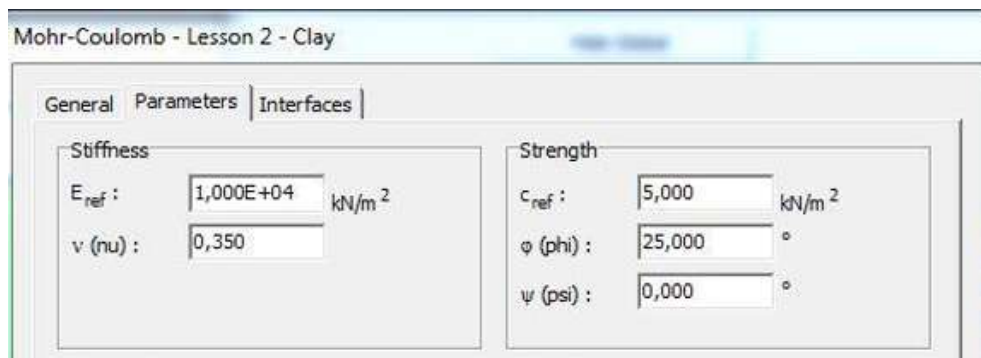


Figure 5. 9:Fenêtre des paramètres de modèle du Mohr-Coulomb

paramètres	Module de Young	Coefficient de poisson	cohésion	L'angle de frottement	L'angle de dilatance	Poids volumique
Symboles	E	ν	C	φ	ψ	γ
Unités	KN/m ²	/	KN/m ²	degré	degré	KN/m ³

Tableau 5. 1: Les paramètres intégrés dans le modèle de Mohr-Coulomb

9.3. Le module de Young « E » :

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans les modèles élastiques et Mohr-Coulomb. Ce module varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de Young est constant. Ce dernier nécessite des tests particuliers. Un module modéré et préconisé, tel que celui correspondant au niveau 50% de rupture du déflecteur. (Figure)

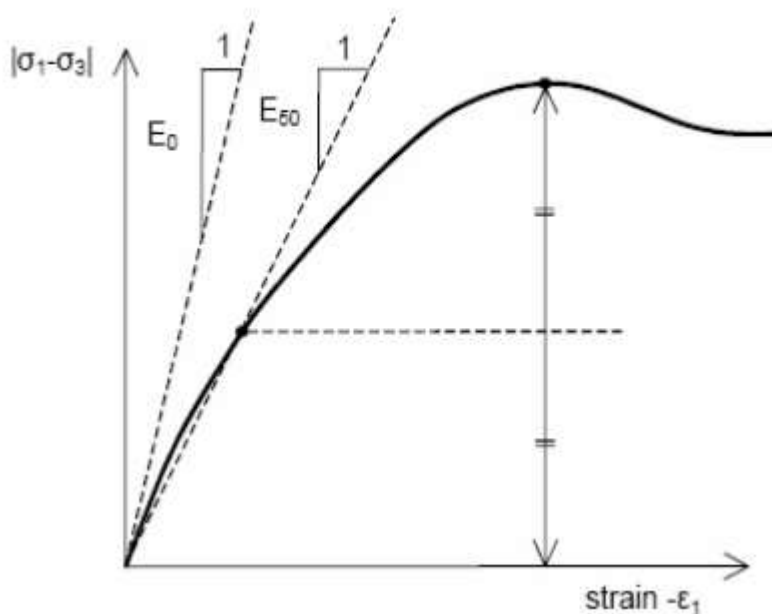


Figure 5. 10: Définition du module à 50% de la rupture

Coefficient de poisson « ν » :

Le coefficient de Poisson est compris entre 0,2 et 0,4 pour la plupart des sols. Ceci est pratique pour les applications à poids mort. Des valeurs inférieures peuvent être utilisées en fonction du problème de décharge. Pour les sols incompressibles, le coefficient de Poisson se rapproche d'une valeur de 0,5 qui ne peut pas être utilisée.

L'angle de frottement « ϕ » :

L'angle de frottement est constant. Il est indépendant de la tension moyenne. Il peut s'agir d'un frottement maximal ou d'un frottement de roulement.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les grands angles de frottement doivent être évités dans les calculs préliminaires du projet. L'utilisation d'un angle de frottement supérieur à 35 degrés augmente considérablement le temps de calcul.

La cohésion « C » :

La cohésion a une dimension de coercition. PLAXIS peut gérer le sable meuble ($C=0$), mais certaines options ne fonctionnent pas bien. Pour éviter les complications, nous recommandons aux utilisateurs inexpérimentés de saisir au moins une valeur faible ($C > 0,2$ KN/m²). PLAXIS propose des options spéciales pour les couches dont la cohésion augmente avec la profondeur.

L'angle de dilatance « ψ » :

L'angle de dilatance est donné en degrés. Sauf pour les couches très sûres consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$).

« Ψ » est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \phi - 30^\circ, \text{ pour } \phi > 30^\circ ; \quad \Psi = 0^\circ, \text{ pour } \phi < 30^\circ$$

Pour les sables très lâches, généralement $\psi < 0^\circ$

9.4. Modèle pour les sols mous « Soft Soil model » :

Ce modèle est dérivé de Cam-Clay et peut simuler le comportement de sols mous, généralement de l'argile compactée ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire domine. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissement provoqué par une pression modérée sur l'argile.

Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge.

9.5. Modèle de sol avec écrouissage « Hardening Soil Model » :

Le modèle hyperbolique de type élastoplastique est formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, le modèle simule le compactage irréversible du sol sous la première charge de compression, en tenant compte de l'écrouissage sous compression. Ce modèle de second ordre peut être utilisé pour simuler le comportement du sable, du gravier, mais peut également simuler des sols plus mous tels que l'argile et le limon.

9.6. Modèle pour les sols mous avec fluage « Soft Soil creep model » :

C'est un modèle viscoplastique, utilisé pour simuler le comportement des sols mous tels que l'argile et généralement la tourbe compactée en fonction du temps. Ce modèle permet une compression logarithmique. Modèle pour les roches fracturées « Jointed Rock model »

« Jointed Rock model » est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

9.7. Modèle défini par l'utilisateur « user defined model » :

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS, pour une description plus détaillée de cette option, veuillez-vous reporter au manuel des modèles de matériaux.

10. Validation du modèle numérique :**10.1. Introduction :**

Le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géo synthétiques est complexe et nécessite des études et des recherches afin de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sols. Plusieurs recherches ont été effectuées sur l'utilisation des géo synthétiques comme matériau de renforcement des massifs de remblai, nous citer ci-après quelques exemples des études qui basait sur la modélisation numérique, des méthodes numériques ont été employées pour étudier la stabilité interne des structures en terre armée. Ces méthodes numériques fournissent des champs de déformation et des contraintes ainsi que les mécanismes de rupture. Le code de calcul PLAXIS 2D a été utilisé pour la simulation bidimensionnelle du système, de Plaxis (Plane strain and axial symmetry) basé sur la méthode des éléments finies a été employé pour analyser l'état des contraintes dans les structures en terre armée.

Pour une étude paramétrique fiable, le modèle numérique développé doit être validé par la confrontation de ses résultats avec les résultats de dossier d'exécution Rapport Géotechnique.

ÉTUDE D'ALTERNATIVES POUR LE REMBLAI DU PK 16+400), cette validation va désormais nous permettre de valider les hypothèses adoptées dans la modélisation. Le problème de la validation du modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en terre armée.

Cas de référence :

Nous avons choisi le projet exécuté, des remblais qui sont situés entre le PK 16+287 et Pk 16+480 du Projet de Réalisation de la Pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest dans son tronçon 4.2. Est constituée par un mur de terre armée situé à la limite de la route en vraie grandeur afin de comparer les résultats numériques obtenus et les résultats expérimentaux. (Voir le chapitre 6)



Figure 5. 11:Mur de terre armée

Il Consiste d'un remblai réalisé à l'aide d'un mur de terre armée. Ce mur est constitué par un système de renforcement par géogrilles. Ces géogrilles constituent au même temps le parement et les armatures de renforcement dans le sol renforcé. Un treillis métallique temporaire doit être utilisé comme coffrage de la géogrille au parement du mur.

Le remblai du mur de terre armée est constitué de deux parties :

- a) Remblai général : Il s'agit du remblai conventionnel utilisé dans les remblais de la route.
- b) Remblai technique : Il constitue la partie renforcée par les armatures.

Le mur a été réalisé avec un espacement vertical entre les armatures de 0.35 m, et la longueur de renforcement était de 0,7 fois la hauteur du mur. Ce mur est de 24.41 m de hauteur, 32m de largeur (figure 5.12)

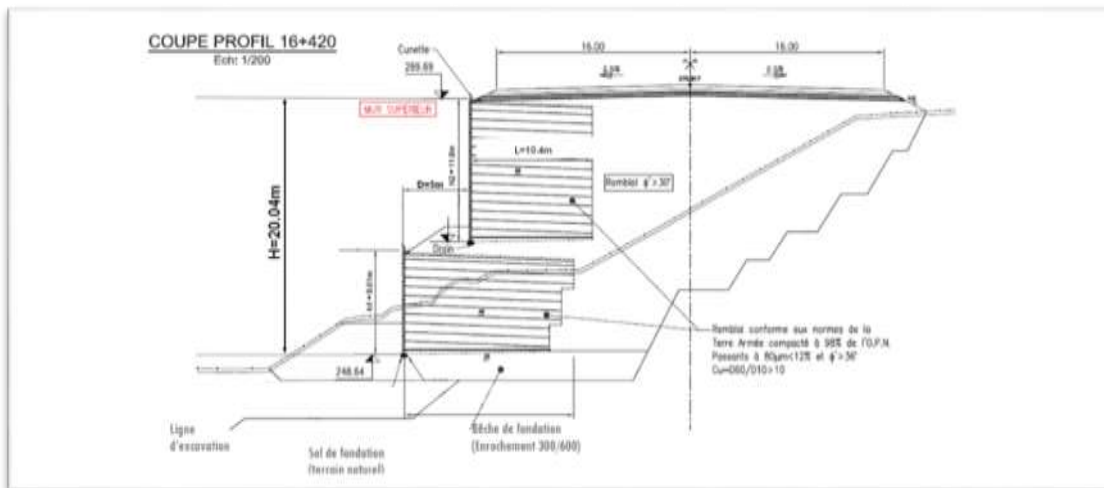


Figure 5. 12:Mur de terre armée

11. Model de terrain naturel pour l'étude paramétrique :

Le mur de terrain naturel a est utilisé comme référence afin de comparer ses résultats avec les résultats obtenus par la modélisation

Le profil de calcul ou modèle de terrain considéré dans le présent rapport est constitué essentiellement par 15.50 mètres d'alluvions constitués par des argiles sablo-graveleuses très compactes et dures (unité Qal), sur une couche rocheuse de mica-schistes fragmentés très durs (Unité Pmv / Pmg). Cette distribution de couches de sol a été obtenue du sondage SC-153, réalisé dans la zone d'étude.

Plus précisément, le profil de calcul considéré est détaillé dans la figure suivante, qui a été extrait du log du sondage SC-153 :

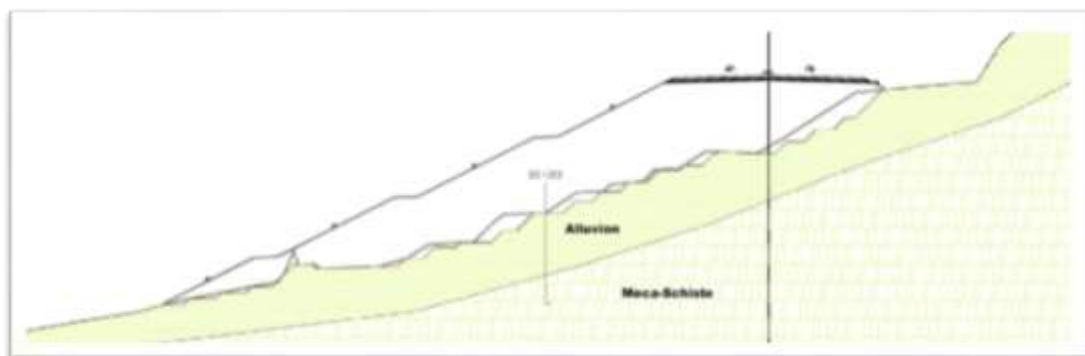


Figure 5. 13:Profil géologique PK16+400

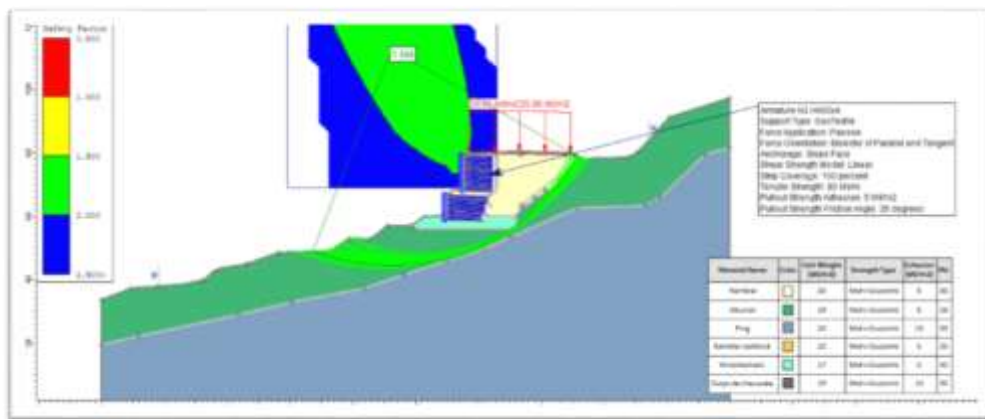


Figure 5. 14: Modèle de base modéliser avec logiciel talren

12. Présentation du model numérique développé :

Nous avons développé le modèle la figure (12) afin de comparer les résultats avec les résultats de (DOSSIER D'EXÉCUTION Rapport Géotechnique. ÉTUDE D'ALTERNATIVES POUR LE REMBLAI DU PK 16+400) ou les étapes de construction réelles ont été simulée (compactage et construction couche par couche).

Cette analyse concerne un mur de soutènement construit en terre armée par des geosynthétique. Le mur est un écran rigide de H= 20.4 m sous, et le bloc de sol est composé de deux blocs, un remblai renforcé par 51 nappes de geosynthétique est de hauteur H= 20.4 m et de longueur de 32m et le sol de fondation de hauteur H= 5 m et de 50 m de longueur. (Figure 5.1)

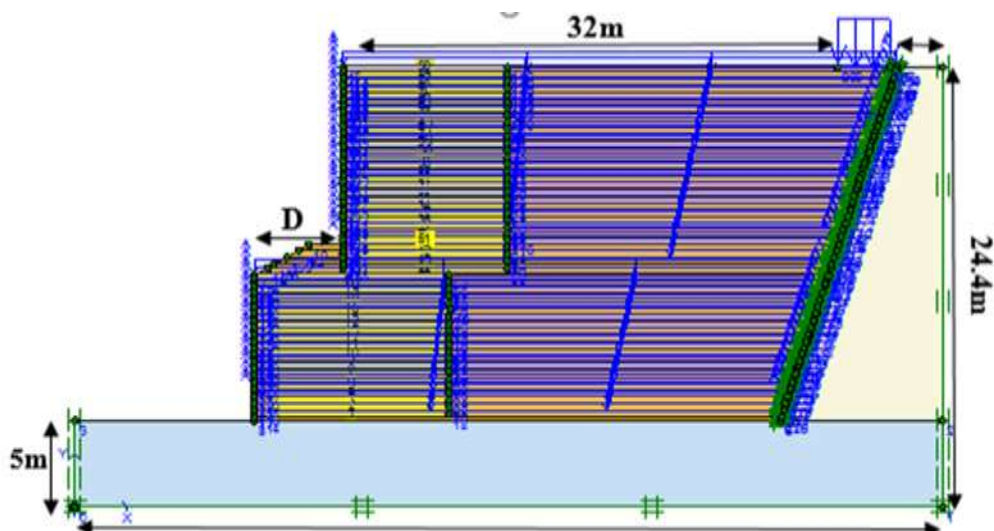


Figure 5. 15:Le modèle de la validation

Les données de projet

<< General settings >> ont été configurés pour utiliser le modèle de déformation plane et l'élément à 15 nœuds, tout en spécifiant également les mesures géométriques de la fenêtre.

Figure(5.16).

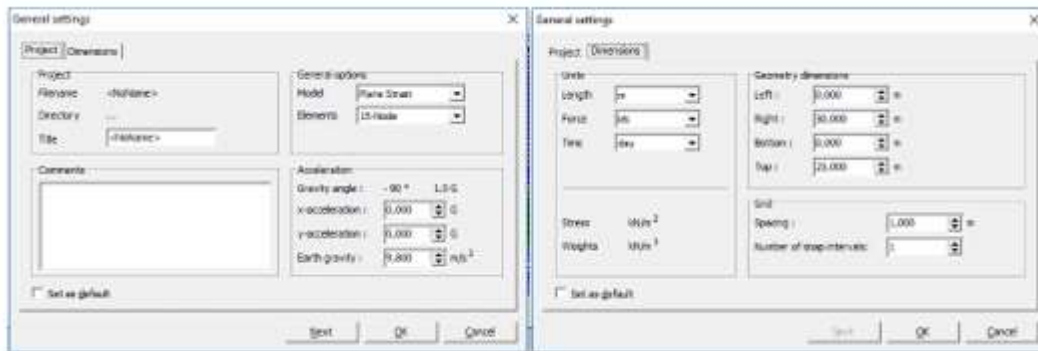


Figure 5. 16:Menu « General settings »

13. Les propriétés du model de la validation

13.1. Propriétés du sol

Le modèle comprend un trio de sols distincts (comme illustré à la figure 12) ainsi que leurs caractéristiques individuelles et les caractéristiques figurent dans (Tableau5.2)

- remblai : simulé par du sable.
- Le sol de fondation.

Sol	remblais général	remblais technique	sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
E (module de Young) (MPa)	40	40	40
V (coefficient de poisson)	0.3	0.3	0.3
θ (Angle de frottement) (degré)	30	36	40
φ (Angle de dilatance)	0	6	10
C (cohésion)(KPa)	1	1	1
γ (poids volumique) KN/ m ²	20	18	18

Tableau 5. 2:Caractéristiques de sol

Eléments d'interfaces

Pour imiter les éléments structurels, les objets "plates" du code de calcul Plaxis 2D sont utilisés pour modéliser les parements à travers des éléments de plaque. Les caractéristiques du modèle sont représentées dans le tableau suivant.

Paramètres

Modèle de comportement	10.4m
Module d'Young (MPa)	3.4×10^9
Coefficient de Poisson	00.3

Tableau 5. 3:Caractéristiques de parement

Les remblais renforcés et généraux sont simulés à l'aide d'un modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr- Coulomb Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres : les Paramètres élastiques

E : module d'Young,

V : le coefficient de Poisson

Paramètres plastiques ϕ : angle de frottement

C : la cohésion,

φ : angle de dilatance

Pour le sol de fondation, un modèle de comportement élastique linéaire est utilisé.

Ce modèle est caractérisé par deux paramètres élastiques (E : module d'Young et v : coefficient de Poisson).

14. Les armatures de renforcement

Dans le calcul de référence, les renforts reproduisent le comportement des bandes géosynthétiques (GEODREN W-PES 200/50) utilisées actuellement dans le renforcement Des murs en terre armée. Les propriétés prises en compte dans le modèle sont présentées dans le (**tableau 5.4**), Les éléments structurels en forme de bande qui imitent les bandes de renforcement utilisées dans la terre renforcée sont représentés par l'objet Geogrids dans le logiciel Plaxis pour modéliser les renforcements. Les éléments de géogrille sont spécifiquement conçus pour simuler la résistance à la traction, mais ils n'ont aucune rigidité en flexion.

Renforcement	(GEODREN W-PES 200/50)
Modèle de comportement	Elastoplastique
Largeur (m)	10.4m
Résistance à la traction (KN)	220

Tableau 5. 4:Caractéristiques des renforcements

15. Maillage et conditions aux limites

Les éléments utilisés pour le maillage sont des éléments triangulaires à 15 nœuds qui nous donnent une distribution plus fine des nœuds. Les conditions aux limites dans un problème sont souvent complexes, et elles conditionnent naturellement la qualité et la précision de la modélisation, Le maillage doit donc satisfaire une description aussi complète que possible de la géométrie, de temps de calcul raisonnables et des résultats acceptables (la vitesse et la précision de calcul). Le maillage adopté pour la simulation dans notre étude. Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- Déplacements horizontaux dans le sens x ($x=0$) et ($x=50$) sur les faces latérales du massif de sol est bloqué.
- Déplacements verticaux ($y=0$) bloqué.

15.1. Génération du maillage

Le modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds pour un maillage moyenne :

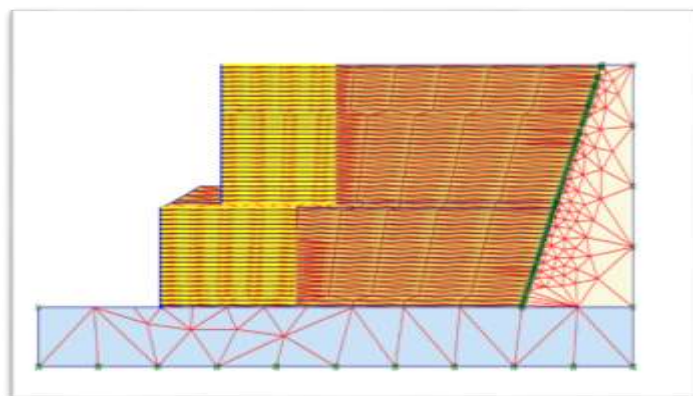


Figure 5. 17:Maillage du model

15.2. Les conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des contraintes initiales ainsi que les pressions interstitielles :

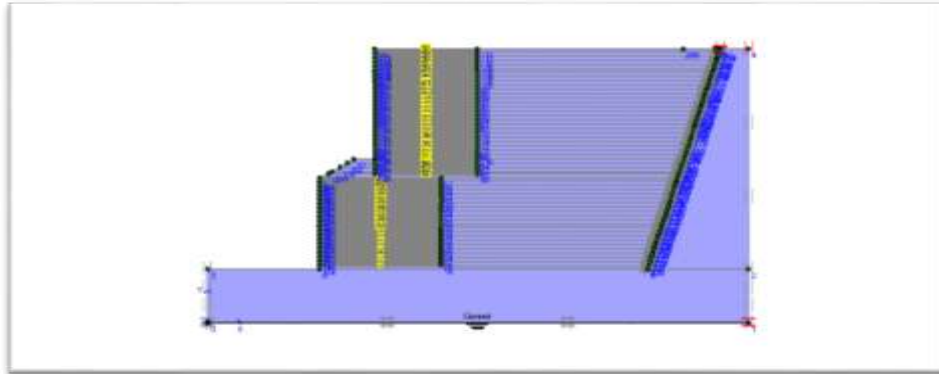


Figure 5. 18:Pression interstitielle -phase initiale.

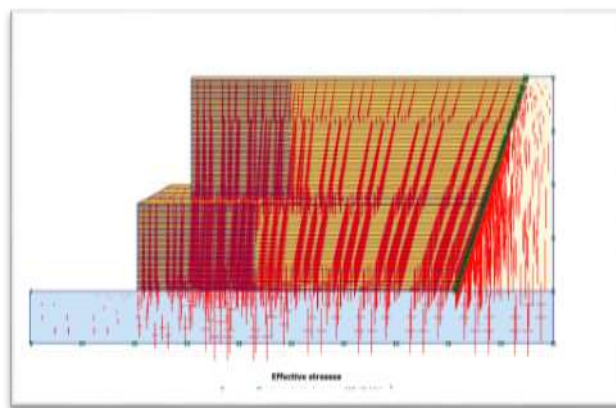


Figure 5. 19:Contrainte effective - phase initiale.

15.3. Phasage de calcul

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géogrilles et la charge de compactage de 8 KPA par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels, La première nappe de renforcement est toujours installée sur la première couche de sol et le premier bloc du mur. Ensuite, des nappes de géogrille sont installées selon l'espacement de renforcement $S_v = 0.4$ m jusqu'à la hauteur totale du remblai. La dernière phase (phase 52) comprend une analyse de sécurité selon la méthode « ϕ/c réduction » et les phases de calcul sont indiquées sur **la figure (5.20)**.

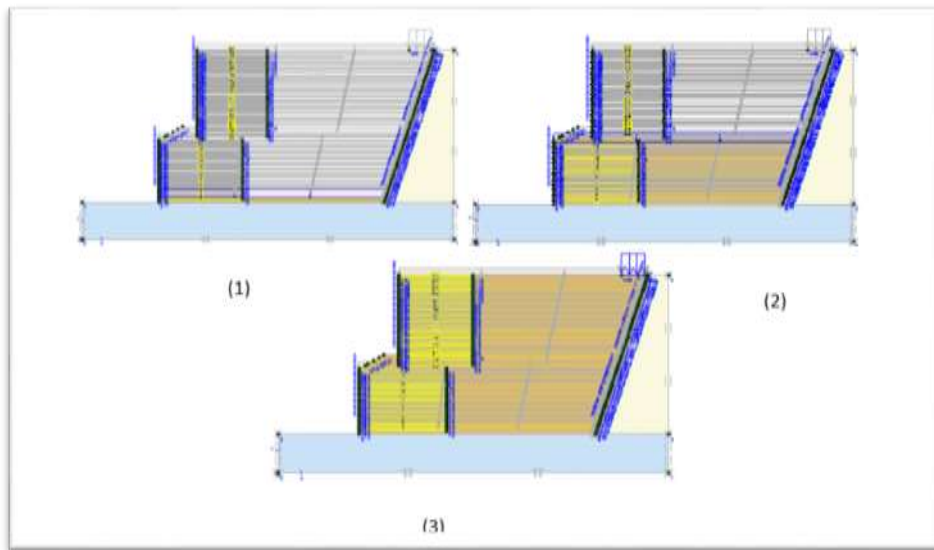


Figure 5. 20:Les phases de calcul.

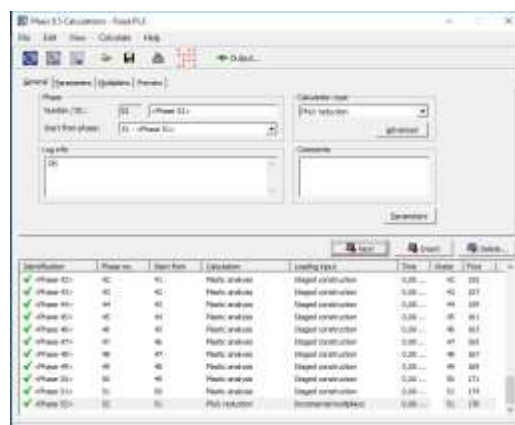
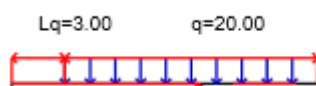


Figure 5. 21:Les phases de calcul

15.4. Le chargement

Modèle chargé par :

- Une contrainte de compactage de 8 KPA sur chaque remblai.
- Surcharge routière de 20 kPa



16. Conclusion

La modélisation numérique est de plus en plus utilisée comme outil pour analyser, comprendre les mécanismes de rupture et proposer des méthodes simples de dimensionnement des murs de soutènement dans les sols renforcés par géogridde.

Ce chapitre peut dans une première partie présenter quelques modèles adaptés à la simulation du comportement du sol, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes simulés et la précision requise.

L'utilisation d'un modèle élastique-parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb imite avec justesse la conduite des ouvrages de soutènement dans un sol renforcé. Cette technique de modélisation reproduit adéquatement le comportement de telles ouvrages, le modèle élastoplastique de Mohr Coulomb, parfaitement plastique, convient à nos recherches sur la modélisation des sols de remblais. Nous avons choisi un modèle de comportement élastique linéaire pour le mur, et les éléments structuraux de la géogridde comme un matériau élastique isotrope.

Dans la deuxième partie nous avons présenté le code de calcul Plaxis en raison de son mode de résolution de simuler ce type d'ouvrages avec une bonne stabilité numérique. Les modèles qui ont été créés numériquement servent à effectuer des analyses paramétriques. Ces analyses sont menées pour montrer l'effet des paramètres qui ont été introduits dans le chapitre précédent sur le comportement des ouvrages de soutènement renforcés.

Chapitre 6

Résultats et discussions

Chapitre 6: Résultats et discussions :

1. Introduction:

L'intérêt de l'utilisation du logiciel Plaxis (plane strain) afin d'évaluer et analyser numériquement l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement d'un mur de soutènement en terre armée a plusieurs niveaux.

Cette analyse concerne les paramètres de geosynthétique la longueur de renforcement (L) la force de traction (T), le déplacement de parement (D), la distance entre les murs, l'influence a l'état d'un ouvrage d'un seul niveau et de deux niveaux, on applique une charge routière uniformément répartie de 20 kpa sur un linéaire de 3 m, a pour but d'étudier l'influence de certain paramètre sur notre ouvrage.

L'ensemble des résultats des simulations obtenues dans cette étude sont présentées sous forme de courbe graphique.

2. L'influence de la distance entre les murs sur la longueur de renforcement :

L'étude de l'influence de distance entre les murs sur le comportement de notre ouvrage se base sur le calcul en utilisant plusieurs distances D et plusieurs longueurs de renforcement calculées selon AASHTO 2012, - $L=8.26=0.7h$

- $L=10.4$

- $L=14.29 =0.7H$

La (figure 6.1) montre Le coefficient de sécurité f_s augmente avec la prolongation des nappes de renforcement.

- L'ouvrage réalisé $D=5m$ avec un coefficient de sécurité $f_s = 1.62$ avec une longueur de renforcement de $L= 10.4 m$ stable.
- Le coefficient de sécurité augmente avec l'espacement (0,4m) jusqu'à (5m) pour atteindre sa valeur maximale. Ensuite de l'espacement (5 m) jusqu'à (8 m) le facteur de sécurité diminue, cette diminution peut être expliquée par le rapprochement du mur supérieur vers la charge routière .
- Le coefficient de sécurité diminue de l'espacement (0.4) jusqu'à (5m) ensuite de l'espacement (5m) pour (8m) augmente pour la longueur de renforcement 8.26 m.

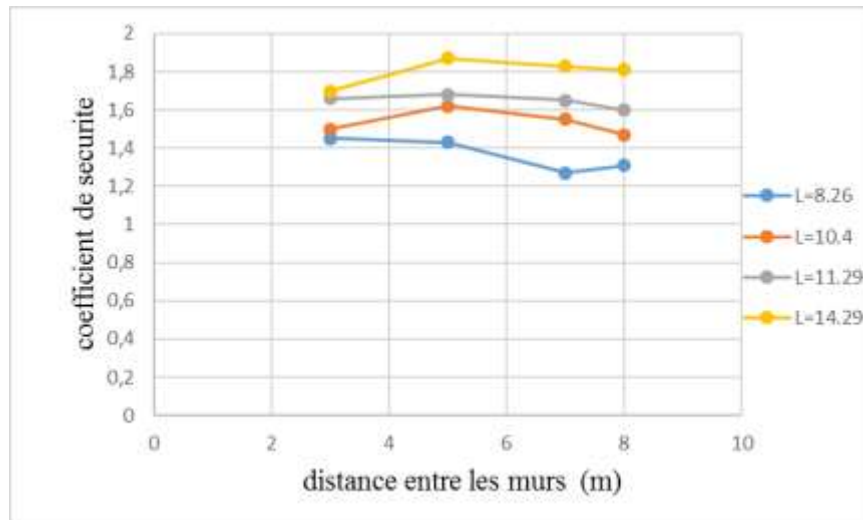


Figure 6. 1: effet de la distance entre les murs sur la longueur de renforcement

3. L'influence de la longueur de renforcement (L) sur la force de traction (T) :

La force de traction est un paramètre important dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ou le choix de la résistance à la traction des nappes de renforcement se base sur ce paramètre.

L'étude de l'effet de la longueur de renforcement (L) sur la force de traction (T) est montrée sur la figure (6.2) en faisant varier la longueur de renforcement de 8.26 m obtenue 0.7h, 10.4 m, 11.29m, 14.29m obtenu 0.7H le calcul a été fait pour la distance $D=5m$, $D=3m$, $D=7m$, $D=8m$

- La distribution des force de traction est triangulaire, le résultat à mettre après le point suivant : les force de traction pour les différentes longueurs, sont presque similaires, à l'exception à la base du mur ou la force de traction est mobilisée en raison de la compressibilité du sol de fondation ; $L=8.26$ m, donne des bons résultats avec le règlement AASHTO (à la partie supérieure) , pour la longueur de renforcement utilisée dans la réalisation de notre ouvrage $L=10.4$ elle est similaire avec 14.29m 0.7H (murs à un seul niveau). Cependant , le règlement AASHTO surestime les forces de traction a la partie inférieure, ce qui peut être expliqué par la non prise en compte de la distance entre les deux niveaux du mur de soutènement.
- Il y a une augmentation importante des forces de traction entre les deux murs et cela est dû à la concentration des contraintes.
- La figure(6.2) montre que la longueurs 10.4 m est suffisante pour stabiliser le mur sans augmenter les forces de traction dans les nappes.

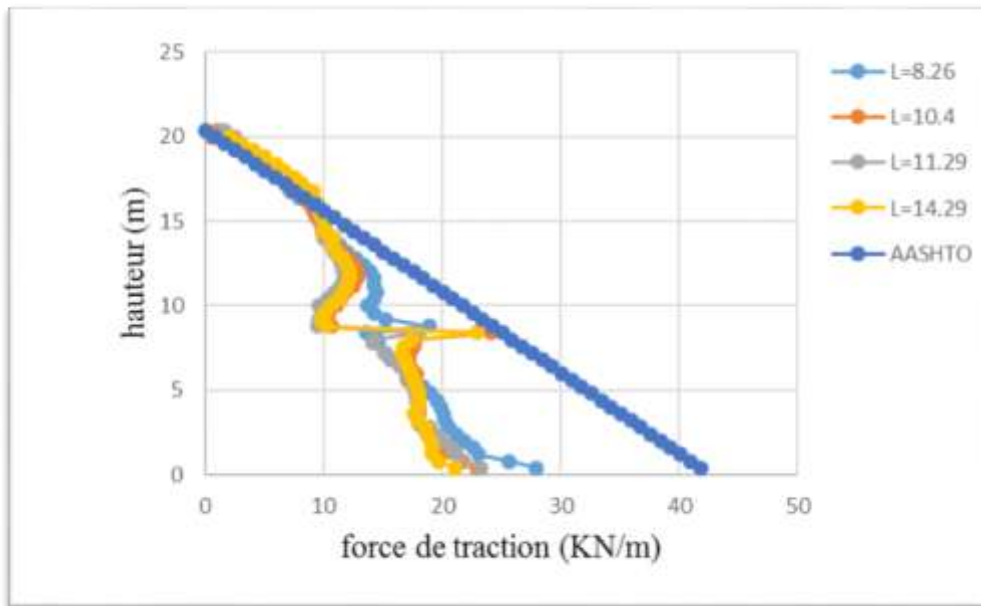


Figure 6. 2:l'effet de la longueur de renforcement sur la force de traction

4. L'influence de la distance entre les murs sur les nappes de renforcement :

L'approche numérique permet d'étudier facilement le comportement de mur de soutènement en sol renforcé par des nappes horizontales de geosynthétique, Les résultats numériques illustrés sur cette figure (6.4) :

- Les forces de traction dans la partie supérieure sont similaires à partir de $h=8.61$ m.
- Les forces de traction a la partie inférieure, diminuent avec l'augmentation de la distance entre les deux niveaux.
- A partir de distance 7m le premier mur n'a pas d'influence sur le deuxième mur, à partir de ce dernier chaque mur doit être dimensionné séparément.
- ASHTO surestime le dimensionnement.

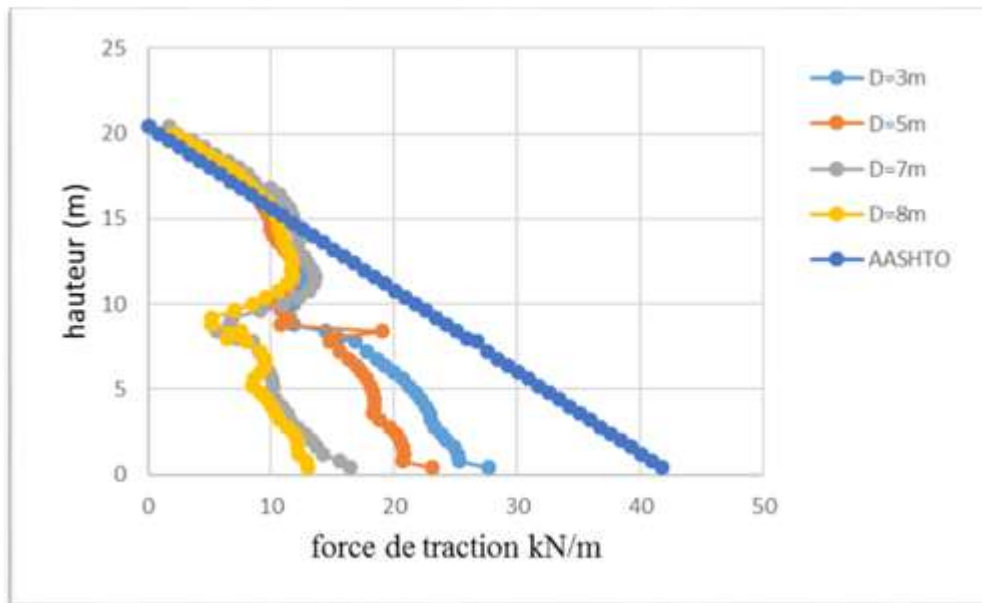


Figure 6. 3 : force de traction en fonction de la hauteur

5. Variation de déplacement :

Les résultats illustrés dans la figure (6.4) le déplacement en fonction de la hauteur, cette figure montre que les déplacements dans la partie supérieure du mur sont plus grands que la partie inférieure, ou le mur supérieur applique un chargement supplémentaire sur le mur inférieur .

Toutes les longueurs de renforcement, donnent un déplacement relativement faible inférieur à 11mm. Cependant, la figure(6.4) montre que la longueur $L=10.4m$ est largement suffisante pour stabiliser le mur le déplacement latéral de parement pour une longueur de renforcement 8.26m (0.7h) est presque similaire a la longueur de renforcement de 10.4m (ouvrage réalisé) les deux études donnent presque le même résultat, ceci confirme que les observations faites dans des ouvrages réels $D=5m$.

- Le déplacement diminue avec la prolongation de longueur de renforcement.
- La partie supérieure applique une contrainte de confinement sur les nappes de renforcement (zone passive) ce qui va stabiliser le mur inférieur (zone active).
- Le déplacement à la base est très faible parce que le sol de fondation est renforcé par une bèche.

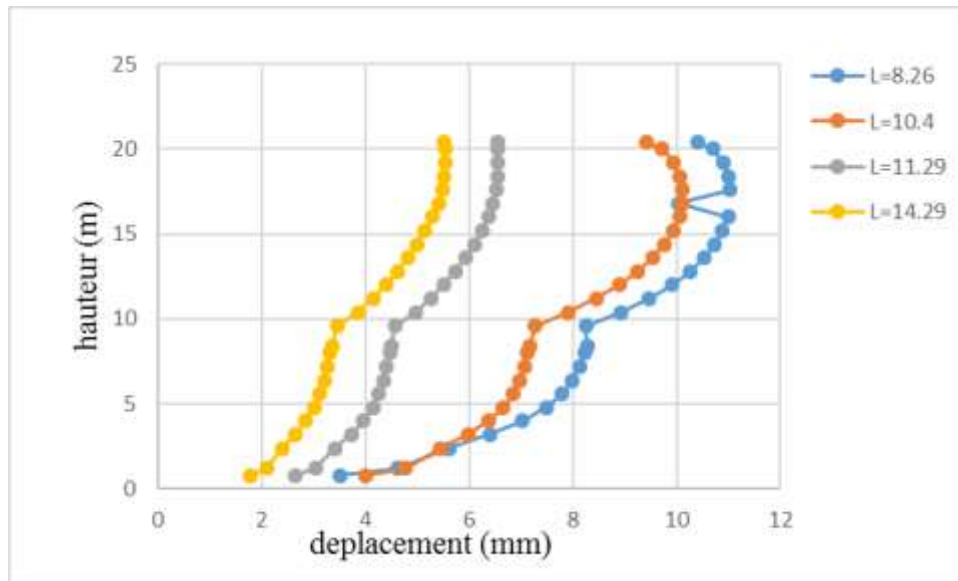


Figure 6. 4: Variation de déplacement

6. Mécanisme de rupture

Les figures (6.5) et (6.6) présentent les mécanismes de ruptures définis par le contour de déformation par cisaillement pour différentes distances D :

- On distingue deux types de mécanique de ruptures. Le premier mécanisme de rupture défini par la méthode de réduction de l'angle frottement et la cohésion (figure 6.5). Le deuxième, le mécanisme de rupture potentiel à l'équilibre (figure 6.6).
- Le mur en terre armée de hauteur 20.4 m et l'angle de frottement 36° . La figure (6.6) représente le mécanisme de rupture pour les différentes distance $D=3\text{m}$ (d) on constate un mécanisme de rupture mixte à chaque fois en diminue la distance entre les murs, le deuxième mur s'applique comme une charge supplémentaire sur le premier. par contre dans les autre cas (a, b, c) on constate un mécanisme de rupture interne.

La figure 6.5 montre que quelque soit la distance D le mécanisme de rupture est externe .

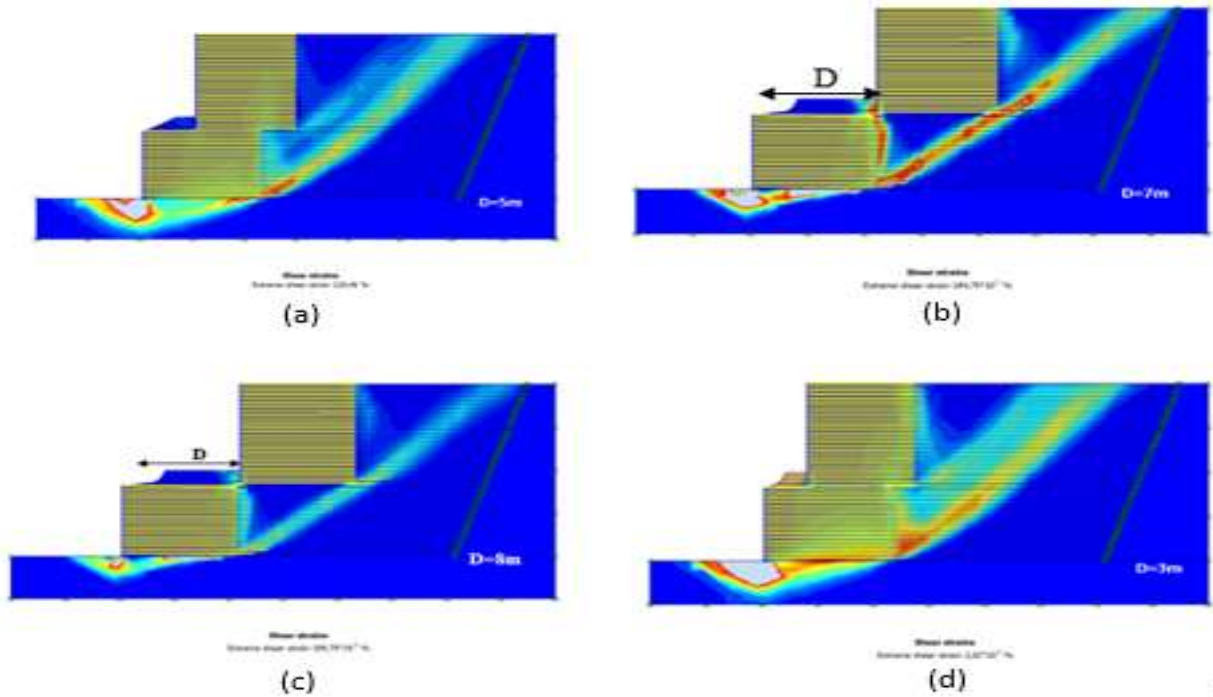


Figure 6.5 : mécanisme de rupture

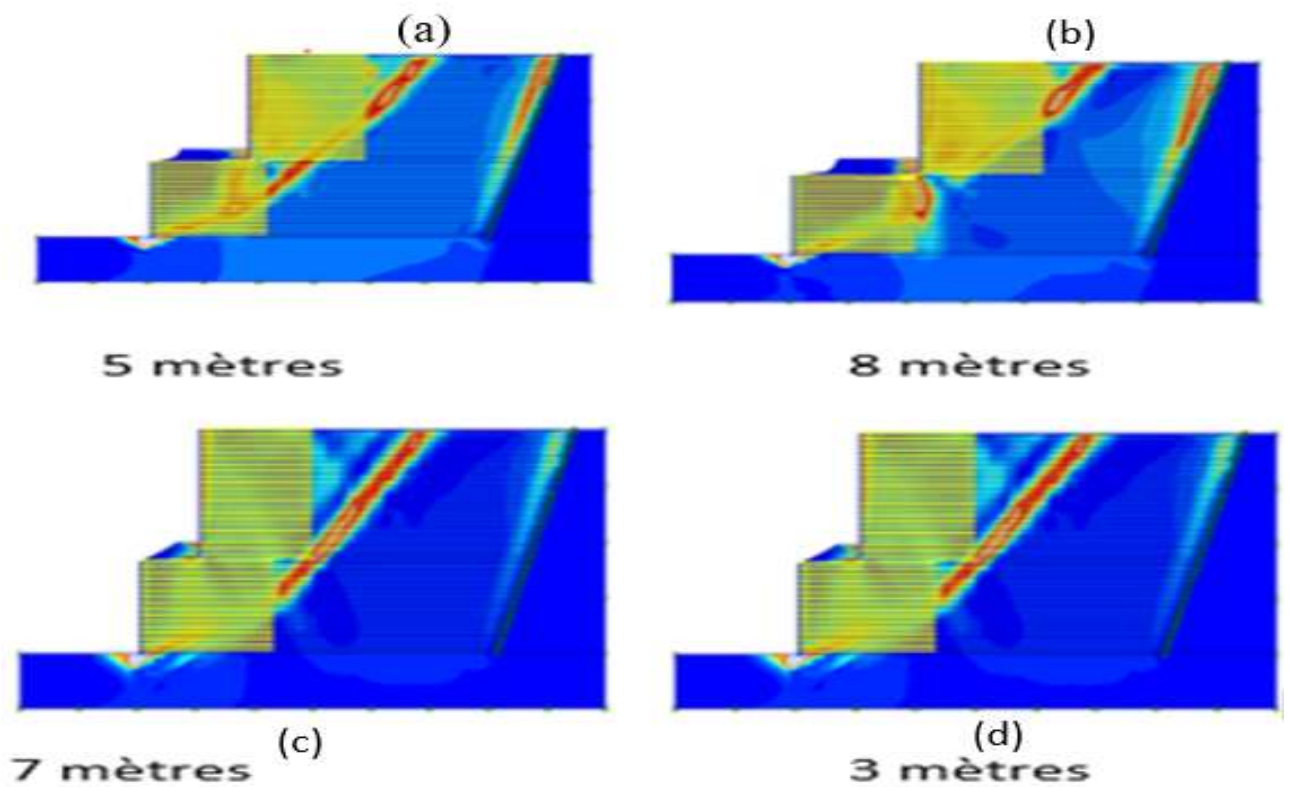


Figure 6.6 : surface de rupture potentielle par contour de déformation par cisaillement .

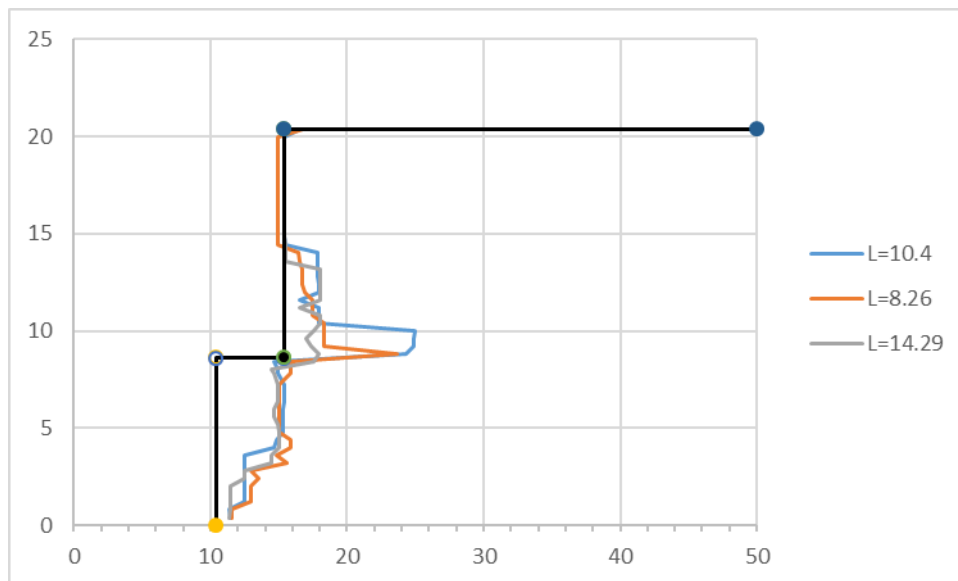


figure 6.7 : influence de longueur de renforcement sur l'ouvrage.

- La figure 6.7 , presente le mécanisme de rupture interne , défini par la localisation de la force de traction maximale sur chaque nappe pour la distance $D=5\text{m}$.
- Le mécanisme de rupture au mur inférieur est interne qui commence par le pied du mur .Cependant , pour le mur supérieur , le mécanisme est externe comme le montre la figure (6.7), ce qui explique le positionnement de force de traction maximales au parement .
- On constate à partir de la figure (6.7) que après la variation des longueures ($L=8.26 ; L=14.29 ; L=10.4$) , le mécanisme de rupture interne est presque similaire , cela prouve que la longueur 10.4 m est suffisante pour stabiliser le mur.
- On resulte que y'aura un risque de renversement pour le mur supérieur .

7. Conclusion :

Cette étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement des murs de soutènements en sol renforcé par géosynthétique ainsi que l'importance de chaque paramètre. Les conclusions déduites de cette étude sont :

- On a modélisé avec le logiciel PLAXIS et après la modélisation a donné des bons résultats.
- Le coefficient de sécurité F_s augmente avec la prolongation des nappes de renforcement.
- Il y a une augmentation importante des forces de traction entre les deux murs et cela est dû à la concentration des contraintes.
- Le règlement AASHTO surestime les forces de traction a la partie inférieure, ce qui peut être expliqué par la non prise en compte de la distance entre les deux niveaux du mur de soutènement.
- La longueur 10.4 m est suffisante pour stabiliser le mur sans augmenter les forces de traction dans les nappes.
- Le mécanisme de rupture au mur inférieur est interne qui commence par le pied du mur cependant, pour le mur supérieur, le mécanisme est externe, ce qui explique le positionnement de forces de traction maximales au parement.

Conclusion générale

Le domaine de la géotechnique se caractérise par la construction d'ouvrages uniques adaptés dans chaque cas à un problème spécifique, ces ouvrages peuvent être traités par plusieurs méthodes. Dans ce contexte, il est normal de constater des divergences entre les prévisions de comportements données par les méthodes de calcul et le comportement réellement observé à l'aide d'une auscultation des ouvrages réels ou par un modèle réduit.

Les matériaux géosynthétiques se sont très fortement développés et sont aujourd'hui, présents dans une multitude d'ouvrages et diverses utilisations où ils remplissent de nombreuses fonctions et peuvent même substituer au moindre coût certains matériaux composants des solutions techniques traditionnelles dans le domaine de la géotechnique.

Cette étude nous a permis de rassembler plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement renforcés par géosynthétiques, leur comportement, les différentes approches de calcul et l'influence de quelques paramètres sur sa stabilité. Les calculs effectués dans la présente étude montrent que :

- Les méthodes de calcul des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ignorent l'effet de la distance entre les parements si le mur est construit à plusieurs niveaux.
- Lorsque le mur de soutènement est construit à plusieurs niveaux, la méthode de calcul surestime la longueur des nappes de renforcement et leur résistance à la traction.
- Pour le présent cas d'étude, le mur doit être dimensionné comme un mur à un seul niveau si la distance entre les niveaux est inférieure à 5m. Au-delà de la distance de 7m, chaque niveau doit être dimensionné séparément.
- On distingue deux types de mécanisme de rupture, le premier mécanisme défini par la méthode de réduction de l'angle de frottement et la cohésion, le deuxième mécanisme de rupture potentiel à l'équilibre.
- L'espacement vertical entre les nappes de géosynthétique a un effet sur le comportement mécanique du mur ; pour l'espacement des nappes de 0.4m (cas d'étude) on a observé que, lorsque le système dans l'ensemble s'approche de la rupture, la zone renforcée demeure presque intacte.
- La modélisation des murs de soutènements en sol renforcé par différentes longueurs de géosynthétique montre l'importance majeure de ce paramètre (la rigidité dans les nappes de renforcement) sur la diminution des déplacements horizontaux et verticaux du mur et des contraintes horizontales derrière le mur, le coefficient de sécurité augmente aussi avec l'augmentation de la longueur des nappes de renforcement.

Annexes

Annexes A

CARACTERISTIQUES DES REMBLAIS DES CULEES PORTEUSES EN SOL RENFORCE

TYPE DE RENFORCEMENT : ARMATURES EN ACIER GALVANISE

*Les matériaux de remblais doivent être conformes à la norme NF EN 14475 :
« Exécution des travaux géotechniques spéciaux : Remblais renforcés ».*

1. CARACTERISTIQUES GRANULOMETRIQUES:

Remblais techniques des massifs :

- Remblais sélectionnés : 0/Dmm avec $D < 250$
 - mm Passants à $80\mu\text{m}$ 12%
 - Coefficient d'uniformité : $C_u = D_{60}/D_{10}$
 - 10
- Matériau de remblai ni fragmentable ni dégradable.

Remblais drainants :

- ⇒ Sur 0.5m moyen à l'arrière du parement béton dans les zones de fort gel.
- ⇒ Sur 0.5m en fondation et contre les terrassements (suivant configuration du projet).
- 0/Dmm drainant avec $D < 100\text{mm}$
- Passants à $80\mu\text{m}$ 5%

Remblai minéral de parement (pour les murs à parement TerraTrel) :

- Sur 0.5m moyen et 0.3m mini à l'arrière des panneaux : 150/250mm compte tenu de la taille standard du treillis.

2. CARACTERISTIQUES MECANIQUES : (cf. note de calcul)

Remblais techniques des massifs :

- Sur la base des critères granulométriques imposés (passants à $80\mu\text{m}$ $\geq 15\%$ et $D_{60}/D_{10} \geq 10$), on considère par expérience :
 - Densité : $\gamma \sim 20 \text{ kN/m}^3$
 - Angle de frottement interne $\phi \geq 36^\circ$

3. CARACTERISTIQUES CHIMIQUES:

Remblais techniques des massifs :

- Pas de matière organique
- Caractéristiques électrochimiques :

	Hors d'eau	En eau douce
pH	5 à 10	5 à 10
Résistivité	> 1000 .cm	> 3000 .cm
<i>Si la résistivité est supérieure à 5000 .cm, il n'est pas nécessaire de mesurer la quantité de sels. (**)</i>		
Teneur en sels Cl et SO4 (*)	5Cl + SO4 < 1000 ppm	5Cl + SO4 < 500 ppm

(*) En présence de sulfures, il convient d'en tenir compte dans la teneur en sulfates (voir ci-après).(**) Suivant norme NF EN 14475, annexe B.

Remblais drainants :

Si le matériau est un d/Dmm avec $d > 10\text{mm}$:

pH de l'eau extraite : $5 \leq \text{pH} \leq 10$

Dans les autres cas, les critères à vérifier sont les mêmes que pour les remblais techniques (voir ci-dessus).

Procédures d'essais pour la détermination des caractéristiques chimiques :

La résistivité sera mesurée suivant la norme NF A 05-252 annexe B.

La solution sur laquelle seront mesurés le pH et la teneur en sels sera préparée suivant la norme NF A 05-252 annexe C, à partir d'un échantillon de matériau non broyé.

Le pH sera déterminé sur cette solution suivant la norme NF T01-013.

La teneur en chlorures solubles dans l'eau sera mesurée sur cette solution suivant la norme NF T90-009. La teneur en sulfates solubles dans l'eau sera mesurée sur cette solution suivant la norme NF T90-014. En présence de sulfures, il faut intégrer ceux-ci dans la teneur en sulfates : $[\text{SO}_4] = [\text{SO}_4]_{\text{eau}} + 3 [\text{S}]_{\text{sulfures}}$



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-153

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Dossier N° : GL0-10-014

Client : Groupement ONE

Endroit : 16+400

Date début : 02/08/2016
Date fin : 02/08/2016
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 581 305
Y : 4 057 800
Z : 258

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC sur camion 4X4

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25	50	75	100								
18,0														
19,0														
20,0	238,00	20,00						101	CR					Meca-schiste fragmenté très durs.
21,0														Fin du forage à une profondeur de 20 m.
22,0														
23,0														
24,0														
25,0														
26,0														
27,0														
28,0														
29,0														
30,0														
31,0														
32,0														
33,0														
34,0														

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Aterberg(WL,PI)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Dd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à renforcement

Préparé par : SID.M

Vérifié par : BEGHACHIF

06/09/2016

Page : 2 de 2



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-153

Caisse n° : 01/07
Profondeur : 0,00 à 3.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-153

Caisse n° : 02/07
Profondeur : 3,00 à 6.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-153

Caisse n° : 03/07
Profondeur : 6,00 à 9.00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-153

Caisse n° : 04/07
Profondeur : 9,00 à 12,00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-153

Caisse n° : 05/07
Profondeur : 12,00 à 15,00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-153

Caisse n° : 06/07
Profondeur : 15,00 à 18,50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière
de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-153

Caisse n° : 07/07
Profondeur : 18.50 à 20.00 m

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

1. Emmanuel, M.B., *Murs de soutènement*. 2010.
2. Holtz, R.D., W.F. Lee, and W.S.T. Commission, *Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls*, 2002, Washington State Transportation Commission.
3. Coyne, A. and H. Vidal, *Deux innovateurs dans le domaine du génie civil*. 2015.
4. JACQUELIN, M., *CONCEPTION ET CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE*, ed. I.S.d.B.e.d.T. Publics. Vol. 52. 2005-2006. 52.
5. Rahmouni, O., *Contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènement renforcés par géogrid*, 2017, Université Mohamed Khider-Biskra.
6. laurent briacon , p.l., claude plumelle,bruno simon, *amélioration et renforcement des sols* Vol. TOM2 JUIN 2018. 620.
7. Bathurst, R.J., et al., *The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls*. Canadian Geotechnical Journal, 2006. **43**(12): p. 1225-1237.
8. Damians, I., et al., *Numerical study of the influence of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls*. International Journal of Geotechnical Engineering, 2014. **8**(3): p. 247-259.
9. MAGNAN, J.-P. and P. MESTAT, *Lois de comportement et modélisation des sols*1997: Ed. Techniques Ingénieur.
10. *General Information Manual PLAXIS*. Last Updated: August 26, 2022.

laurent briacon , p.l., claude plumelle,bruno simon, *amélioration et renforcement des sols* Vol. TOM2 JUIN 2018. 620.

Bathurst, R. J., A. Nernheim et T. M. Allen (2009). Predicted loads in steel reinforced soil walls using the AASHTO Simplified Method. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, **135**(2): 177-184.

AASHTO. (2012). "Standard specifications for highway bridges". American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C.

Norme Française . NFP94-270. Calcul géotechnique Ouvrages de soutènement Remblais renforcés et massifs en sol cloué E : Geotechnical design — Retaining structures — Reinforced and soil nailing structures D : Entwurf Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Ausbauwerke — Bewehrte Schüttkörper und Nagelbaugrün.