

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

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département De Génie Civil



Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil

Option Géotechnique

Thème

Etude de confortement d'un glissement de terrain sur la RN24 au PK 200+200, par un massif renforcé en géotextile

Présenté par :

M. ACHOUR Nabil

M. MOKAT Zaid

Encadré par :

M. SADAOUI .O

Jury :

M. Kheffache T

M^{lle}. Bouayad Dj

Promotion 2014/2015

REMERCIEMENTS

Nous remercions l'unique et bon dieu pour le courage et la patience, qui nous ont été utiles tout le long de notre parcours.

Nous tenons à formuler l'expression de notre profonde reconnaissance à notre promoteur M. Sadaoui O pour ses pertinents conseils et ses orientations ainsi à sa disponibilité le long de ce travail.

Par même occasion nous remercions M. Kheffache T qui nous a fait l'honneur de présider le jury et M^{lle}. Bouayad Dj examinatrice pour l'évaluation portée à ce sujet.

Un grand merci à les personnes qui travail au saint de la Direction des Travaux Publics de la wilaya de Bejaia pour nous avoir aidés à obtenir des informations sur le sujet étudiant. Et pour toute la promotion de géotechnique 2014-2015 de l'université A MIRA Bejaia.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribués de près ou de loin afin que notre travail soi bien fait et puisse voir le jour.

MOKAT Zaid et ACHOUR Nabil

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents : mon père et ma mère.

A ma sœur : Yasmine.

A mes cousins et cousines.

A toute ma famille : soit de coté de mon père ou de ma mère.

A ma tante Malika et son marie ACHOUR Maurice.

A mes amis :

Djawad, Redah, Yassine, Mohammed et Bader.

Nesrine, Amel et Zahra.

Et a tous se que j'ai oublié d'écrire leurs prénom.

A mon entraineur BAKLI Redah.

A mon groupe de Qnet.

A mon binôme Zaid et sa famille.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Nabil

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents : mon père et ma mère.

A mes grands parents.

A mes sœurs :

Nabila, Bahia, Rebiha et Amel.

A mes cousins et cousines.

A toute ma famille : soit de coté de mon père ou de ma mère.

A mes amis :

Bader, Mohamed, Halim, Jigo, Bilal et Amine

Sihem, Dihia et Katia.

Et a tous se que j'ai oublié d'écrire leurs prénom.

A mon binôme Nabil et sa famille.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Zaid

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Massifs renforcés par géosynthétique	
I.1. Historique	2
I.1.1. Définition du géosynthétique.....	2
I.1.2. Ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique (géotextile)	2
I.1.3. Les fonctions des géotextiles	3
I.2. Utilisation des géotextiles dans le renforcement.....	3
I.3. Caractéristiques des géosynthétiques.....	4
I.3.1. Propriété physique	5
I.3.2. Propriétés hydrauliques	5
I.3.3. Propriétés mécaniques.....	5
I.3.4. Propriétés due au fluage	5
I.3.5. Propriétés physico-chimique.....	6
I.4. Durabilité des géosynthétiques	6
I.4.1. La résistance à l'endommagement	6
I.5. Procédés de réalisation des soutènements avec renforcement en géotextiles	6
I.5.1. Les matériaux constitutifs	6
I.5.2. Avantages et inconvénients de la technique de renforcement par géosynthétiques	6
I.5.3. Règles pratiques de mise en œuvre	7
a. Les terrassements	7
b. Pose et raccordement des nappes	8
c. Mise en prétention des nappes.....	9
d. Réglage et compactage	9
I.5.4. Procédés permettant d'assurer l'exécution les talus des ouvrages renforcés	9
I.5.5. Techniques de parement des talus des massifs renforcés	11
I.6. Recueil des normes européennes régissant la conception et le calcul des géosynthétiques.....	12
I.6.1. Références normatives	12
I.7. Méthodes analytiques de calcul de stabilité des massifs en géotextiles	13
I.7.1. Principe de justification.....	13
a) Stabilité externe.....	14
b) Stabilité interne	16
c) Stabilité générale.....	17
d) Stabilité mixte	18

I.8. Contrôle de l'exécution.....	18
1.8.1. Essai de plaque.....	19
I.8.2. Gammadensimètre	19
I.9. Exemples d'ouvrages réaliser dans le monde	20
Conclusion	22

Chapitre II : Diagnostic et impact d'instabilité de la RN° 24

II.1. Introduction.....	23
II.2. Types d'instabilités de la route nationale n°24 de Bejaia	23
II.2.1. Glissement du terrain	23
II.2.1.1. Types de glissement.....	23
II.2.2. Eboulement et chutes de pierres.....	24
II.2.3. Affaissement.....	25
II.2.4. Tassements de trafic routière.....	25
II.3. Recensement et impacte d'instabilité de la RN24 sur le trafic routier	25
II.3.1. Présentation de la route nationale N°24.....	25
II.3.2. Nombre d'instabilité	25
II.3.3. Statistique de l'entretien des instabilité de la RN 24	26
II.3.3.1. Nombre de projet à entretenir et à réaliser	26
II.3.3.2. Coût d'entretien.....	27
II.3. Types de soutènements utilisés	27
II.4. Les facteurs d'instabilités de la RN24.....	27
II.4.1. Facteurs permanents.....	28
II.4.1.1. Effet de la pesanteur	28
II.4.1.2. Action de l'eau	28
II.4.1.4. Morphologie	29
II.4.1.3. Nature et caractéristiques mécaniques des terrains	29
II.4.1.5. Influence de couvert végétal	29
II.4.2. Facteurs variables dans le temps	29
II.4.2.1. Influence de la pluviométrie.....	30
II.4.2.2 : Effet de la température	31
II.4.2.3. Conséquence de l'activité anthropique (humaine)	31
II.4.2.4. Effet de déforestation (déboisement).....	32
II. .2.5. Action du séisme.....	33
II.4.3. Action mécanique.....	33
II.4.3.1. Terrassements.....	33

II.4.3.2. Surcharge sur un versant	33
II.4.3.3. Profil mixte.....	34
Conclusion	34

Chapitre III : Etude géologique et géotechnique de site.

III.1. Introduction	35
III.1.1. Objet de l'étude.....	35
III.1.2. Situation géographique de la zone d'étude	35
III.2. Géologie et géomorphologie régionale.....	36
III.2.1. Géologie régionale.....	36
III.2.2. Géomorphologie régionale.....	36
III.2.3. Hydrologie et hydrogéologie régionale	37
III.2.4. Climat	37
III.2.5. Températures.....	37
III.2.6. Sismicité de la région	37
III.2.7. Tectonique.....	37
III.2.8. Géologie du site	37
III.2.9. Hydrogéologie du site.....	38
III.2.10. Hydrologie du site	38
III.3. Description du site de glissement.....	38
III.4. Reconnaissance des sols	39
III.4.1. Sondages carottés.....	39
III.4.2. Sondages pressiométriques	40
Conclusion	42

Chapitre IV : Dimensionnement et justification de stabilité de l'ouvrage.

IV.1. Application d'un mur en remblai renforcé par des géotextiles de polyester (PET).....	43
IV.1.1. Paramètres de sol et des charges.....	43
IV.1.2. Type de géosynthétique utilisée	43
IV.2. Prédimensionnement du massif.....	43
IV.3. Stabilité externe.....	44
IV.3.1. Calculs des poussées	44
IV.3.2. Calcul de capacité portante du sol	46
IV.3.3. Vérification du glissement	48
IV.3.4. Stabilité vis-à-vis au renversement.....	49
IV.4. Stabilité générale.....	51

IV.5. Stabilité interne	53
IV.5.1. Résistance structurelle d'un lit de renforcements.....	53
IV.5.2. Déterminer la géométrie de la ligne de traction	53
IV.5.3. Choix du géosynthétique de renforcement	54
IV.5.4. Calcul de la traction maximale	54
IV.5.5. Calcul des résistances ultimes de traction.....	55
IV.5.6. Calcul des efforts au point d'attache au parement.....	56
IV.5.7. Résistance structurelle de parement	56
IV.5.8. Calcul des efforts appliqués au parement	56
IV.5.9. Résistance à l'arrachement	57
IV.6. Stabilité mixte	57
IV.7. Type de parement utilisé.....	60
IV.8. Drainage des eaux	60
IV.8.1. Dimensionnement du tranché drainant.....	60
Conclusion	61
Chapitre V : Modélisation numérique.	
V.1. Introduction.....	62
V.2. Modèles numériques par EF	62
V.2.1. Hypothèse de calcul	62
V.2.2. Recours aux modèles numériques aux éléments finis	62
V.3. Modélisation et procédure de calculs	62
V.3.1. Modèle numérique type	62
V.3.2. Etapes de construction	62
V.3.3. Propriété mécanique du géotextile utilisé	62
V.3.4. Modèles et paramètre du sol.....	63
V.4. Analyses des résultats	63
V.4.1. Données géométriques.....	63
V.4.2. Maillage du modèle	64
V.4.3. Déplacements	66
V.4.3.1. Déplacements des nappes les plus sollicitées	68
V.4.4. Répartitions de champs de contraintes	70
Conclusion	71
Conclusion générale.....	72

Liste des figures

Figure I.1: Renforcement de la base de remblai	3
Figure I.2: Talus en pente de 45<70 degrés	4
Figure I.3: Murs de soutènement 70<90	4
Figure I.4: Terrassements	7
Figure I.5: Mise en place de la nappe Réglage et compactage de la couche de sol.	8
Figure I.6: Etalement de la nappe et application de la prétention.....	8
Figure I.7: Mise en œuvre de la couche suivante	8
Figure I.8: Des éléments rigides en particulier en béton.....	9
Figure I.9: Des gabions géotextiles remplis de sable ou graviers.....	9
Figure I.10: Un merlon de matériaux sol-fibre.....	10
Figure I.11: Dispositif utilisé pour la réalisation d'un talus incliné.....	10
Figure I.12: Vue d'un mur en géotextile à RN24 SAKET, par le procédé du coffrage amovible	11
Figure I.13: Vue d'un mur en géotextile en cours de réalisation à la RN24 SAKET (Bejaia).....	11
Figure I.14: Vue de l'ouvrage pendant la phase de travaux, désignant un exemple des géosynthétique utilisés pour le massif de renforcement.....	12
Figure I.15: Principe générale de la justification d'un ouvrage en sol renforcé.....	14
Figure I.16: De la stabilité d'ensemble	15
Figure I.17: De la stabilité au glissement	15
Figure I.18: De la stabilité au poinçonnement.....	15
Figure I.19: Exemple d'un profil d'ouvrage.....	16
Figure I.20: Essai de plaque	18
Figure I.21: Courbe de chargement	19
Figure I.22: Gamma densimètre	20
Figure I.23: Vue de premier massif construit en France dans les alpes	20
Figure I.24: Mur Lona-Lases, Italie.....	21
Figure I.25: Murs d'Olaberria, Espagne	21
Figure II.1: : Types des glissements	24
Figure II.2: Vue d'un risque de chute de pierres à Imesmoudene, Bejaia.....	24
Figure II.3: Histogramme des projets d'entretiens	26
Figure II.4: Secteur représentant le pourcentage de type de traitement d'instabilité	26
Figure II.5: Histogramme de coût d'entretien de la RN24.....	27
Figure II.6: Vue d'un effet d'érosion à Imesmoudhen, Bejaia.....	28

Figure II.7: Relation entre mouvement de pente et végétation.....	29
Figure II.8: Histogramme de la pluviométrie de la wilaya de Bejaia de 2005 à 2013	31
Figure II.9: Vue d'un exemple d'activité humains à Tala Ilef PK 235+300, conséquence, d'un glissement de terrain	32
Figure II.10: Vue illustrant la déforestation à Boulimat	32
Figure II.11: Vue d'un terrassement à Tala Ilef	33
Figure II.12: Conséquence des remblais de pieds sur la stabilité de la RN 24 au PK 235+500 (LAACH LBAZ)	33
Figure II.13: Exemple d'un profil mixte	34
Figure III.1: Situation de la zone d'étude.....	35
Figure III.2: Situation géographique.....	36
Figure III.3: Coupe schématique des grands ensembles structuraux de l'Algérie du Nord	36
Figure III.4: Vue de rupture de la chaussée.....	38
Figure III.5: Implantation d'un point de sondage carotté.....	39
Figure III.6: : Présentation graphique des résultats (E_M , PI , $E_M/PI = f(z)$).....	41
Figure IV.1: Les données géométriques du massif renforcé	44
Figure IV.2: Caractéristique mécanique du sol utilisé dans le modèle	45
Figure IV.3: Diagramme de poussée active sur le massif	46
Figure IV.4: Représentation des forces stabilisatrices	50
Figure IV.5: Cercle de glissement vérifier analytiquement.....	53
Figure IV.6: géométrie de la ligne de traction.....	53
Figure IV.7: Cercles de glissement vérifiés analytiquement.....	59
Figure IV.8: Structure du géocomposite de drainage SOMTUBE FTF.....	60
Figure IV.9: Dimensions du tranché drainant	60
Figure V.1: Données géométriques de modèle et chargement	63
Figure V.2: : Géométrie du massif et chargement	64
Figure V.3: Déformation du maillage de modèle	64
Figure V.4: Déformation du maillage du massif en phase définitive	65
Figure V.5: Profil représentatif du modèle numérique	65
Figure V.6: Déplacement total $U_{tot} = 30.50 \times 10^{-3}$ m	66
Figure V.7: Déplacement horizontal $U_x = 29.45 \times 10^{-3}$ m	66
Figure V.8: Déplacement vertical $U_y = -16.13 \times 10^{-3}$ m	67
Figure V.9: Comportement du massif.....	67
Figure V.10: Nappe n° 1 ($U = 10.34 \times 10^{-3}$ m	68
Figure V.11: Nappe n° 22 ($U = 24.60 \times 10^{-3}$ m).....	68
Figure V.12: : Nappe n° 34 ($U = 29.27 \times 10^{-3}$ m).....	69

Figure V.13: Déplacement horizontal des nappes de géotextile.....	69
Figure V.14: Champs de contraintes.....	70
Figure V.15: Champs de contraintes appliqués dans le massif	70
Figure V.16: Effort de traction des nappes	71

Liste des tableaux

Tableau I.1: Importance relative des principaux rôles des géotextiles.....	3
Tableau I.2 : Adéquation des produits de renforcement à l'utilisation de sol à forte granulaire.....	7
Tableau I.3: Méthodes de dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles.....	13
Tableau II.1: Information sur le tracé de la RN24 (Bejaia).....	25
Tableau II.2: Nombre d'instabilités de la RN24.....	25
Tableau II.3: Pluviométrie à Bejaia.....	30
Tableau III.1: Les résultats des sondages carottés.....	40
Tableau III.2: Valeurs des pressions limites e module de déformation enregistré.....	41
Tableau IV.1: Caractéristiques de massif et sol support.....	43
Tableau IV.2: Poussé des terres sur le massif.....	45
Tableau IV.3: Poussé dû à la surcharge.....	46
Tableau IV.4: Valeurs des pressions limites nettes P_l^*	47
Tableau IV.5: Résultats de moment résistant.....	50
Tableau IV.6: Résultats de cercle n°1 de la figure V.3.....	52
Tableau IV.7: Valeurs de traction maximale et espacements des nappes.....	54
Tableau IV.8: Valeurs forfaitaires du coefficient ρ_{end}	55
Tableau IV.9: Valeurs par défaut de ρ_{flu} en absence d'essai de fluage.....	55
Tableau IV.10 : Valeurs par défaut du coefficient ρ_{deg}	55
Tableau IV.11: Résultats de calcul de cercle n°2 de la figure IV.6.....	58
Tableau IV.12 : Essais de caractérisation des géotextiles.....	59
Tableau V.1: Caractéristiques du géotextile.....	63
Tableau V.2 : Carractéristique du sol utilisée dans le modèle.....	63

ABREVIATION ET SIGNIFICATION

ELU :	Etat limite ultime.
ELS :	Etat limite de service.
NF P :	Norme française.
E_M :	Module Menard.
P_l :	Pression Limite.
H :	Hauteur du massif (m).
L et B :	Largeur du massif (m).
c :	La cohésion (KPa).
φ' :	L'angle de frottement ($^\circ$).
γ_h :	Poids volumique du sol (KN/m ³).
S_v :	Espacement entre les lits de renforcement (m).
S :	Section.
K_a :	Coefficient de poussé des terres.
K_q :	Coefficient de poussé des surcharges.
σ_{ha} :	Contrainte normal (KN/m ²).
T_{max} :	L'effort de traction (KN/m).
M_U :	Moment de renversement à l'ELU.
M_S :	Moment de renversement à l'ELS.
V_d :	Force stabilisatrice.
e :	l'excentricité.
d :	Bras de lever.
q :	Surcharge.
P_G :	la résultante des poussées.
P_Q :	La résultante des surcharges.
q_{ref} :	Capacité portante de sol référentielle.
q_{ads} :	Capacité portante de sol admissible.
q_u :	Capacité portante de sol.
P_{le}^* :	La pression limite nette équivalente du sol.
F_s :	Coefficient de sécurité.
R_d :	La résistance ultime au glissement.
H_d :	La force de poussée.
DTP :	Directions des travaux publics.
DPSB :	Direction de la Programmation et Suivi Budgétaires.

INTRODUCTION GENERALE

Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènement avec des matériaux naturels, à la fin de IX siècle, le soutènement des terres était assuré par le poids d'un ouvrage, après l'invention du béton armé et son développement rapide au début de XX siècle, la réalisation des soutènement été en béton armé ou les terres au dessus de la semelle arrière contribue à la stabilité du mur. En 1963, Henri Vidal invente un nouveau matériau composite qui est la terre armée, cette technique de renforcement permet de réaliser le soutènement d'un remblai à l'aide d'armature horizontales.

L'application de la technique de renforcement des sols par géosynthétique est dans plusieurs domaines, elle améliore les propriétés du sol. Le géosynthétique est un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou d'autre matériaux, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil, il est de plus en plus utilisés dans les murs en sol renforcés.

Le sol renforcé par géosynthétique est une structure composite formée par l'interaction sol/géosynthétique disposé horizontalement et forme un massif homogène monolithique.

Les massifs renforcés par géotextiles sont des ouvrages souples qui fonctionnent comme des ouvrages poids vis-à-vis du massif de terre à soutenir. Lors du calcul des ouvrages renforcés par géotextile, il est donc nécessaire d'utiliser la norme NF P 94-270 pour la vérification analytique de la stabilité du massif renforcé.

Notre travail consiste à l'étude de confortement d'un glissement de terrain sur la RN24 au PK 200+200, par un massif renforcé par géotextile. Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites dans le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre, donne un aperçu générale sur le renforcement de sol par géosynthétique,
- Le deuxième chapitre, est consacré de faire un recensement et donne l'impact d'instabilités de la RN 24,
- Le troisième chapitre, est consacré à l'étude géologique et géotechnique de site,
- Le quatrième chapitre, consacré à l'étude analytique de la stabilité du massif renforcé,
- Le cinquième chapitre, présente la modélisation numérique de l'ouvrage.
- Enfin , une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus.

I.1. Historique

Un géosynthétique est définie selon la société internationale de géosynthétiques (IGS, 1998), comme un matériau polymérique (synthétique ou naturel) utilisé en contact avec le sol et autre matériau géotechnique dans les applications de l'ingénierie. Ces matériaux peuvent assurer les fonctions suivantes : soutènement, drainage, filtration, séparation, protection et renforcement.

Le renforcement à l'aide des géosynthétiques est aussi ancien que la civilisation : il a été utilisé dans les anciennes constructions comme les temples des babyloniens avant 3000 ans.

Plus récemment, le renforcement par géosynthétiques a été introduit en premier lieu dans les années 70. L'utilisation des géonets fut commencée dans les remblais aux environs de 1968, en 1971 on a commencé à utiliser les géotextiles pour la même application, et on a construit le premier mur renforcé en géotextile. La première application du géotextile entre les agrégats et la couche de base dans la construction d'une route temporaire a été réalisée en 1972. Actuellement, beaucoup d'ouvrages renforcés par géosynthétiques sont construits à travers le monde dans une grande gamme d'applications et de nouveaux types des géosynthétiques sont développés.

Giroud (1986) a donné quelques raisons pour le succès des géosynthétiques après avoir interrogé plusieurs parties concernées :

- L'avantage de l'utilisation de ce type de matériau est que leur construction est rapide et dépend peu aux conditions climatiques selon les entrepreneurs ;
- Les géosynthétiques conviennent bien pour les concepteurs, vu leur propriétés uniformes : ils sont capables de limiter les défauts locaux du sol et sont faciles à mettre en place ;
- Les géosynthétiques sont très attractifs pour les propriétés surtout pour le coût plus au moins faible ainsi que leur durée de maintenance.

I.1.1. Définition du géosynthétique

Un géosynthétique est défini comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géosynthétique peuvent se classer en trois familles principales :

- les géotextiles et produits apparentés : assurent les fonctions de drainage, filtration, protection, renforcement, séparation, contrôle de l'érosion de surface,
- Les géomembranes et géosynthétique bentonitique assurent exclusivement la fonction d'étanchéité,
- Les géocomposites : remplissent plusieurs fonctions dans les ouvrages.

I.1.2. Ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique (géotextile)

Les ouvrages de soutènement sont érigés avec des matériaux divers (TVO) mis en place par couches élémentaires successives avec interposition de géosynthétique entre les couches. Parmi les géosynthétiques utilisés :

Les géotextiles

- Les géofilettes : sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant,
- Géotextile de renforcement : sont des nappes souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Ils sont utilisés pour le renforcement,
- Les géocomposites de drainage : sont des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Les drains géocomposites préfabriqués ou drains

verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile.

I.1.3. Fonctions des géotextiles

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés dans différentes applications pour accomplir cinq rôles principaux : séparation, filtration, drainage, barrière et renforcement.

Tableau I.1 : importance relative des principaux rôles des géotextiles (Amidou SERE, 1995).

Application	Fonction			
	Séparation	filtration	Drainage	renforcement
Routes non revêtues	P	I	SO	S
Murs de soutènement				
- drains	S	I	P	SO
- renforcement	SO	SO	SO	P
Remblais/Talus				
- drains horizontaux	I	I	P	S
- drains verticaux	SO	I	P	S
- renforcement	SO	SO	SO	P
- bases de remblai	I	I	SO	P
- fondations sur pieux	I	SO	SO	P
Drains de surface	I	I	P	S

P-fonction première I-fonction importante S-fonction secondaire SO-sans objet

I.2. Utilisation des géotextiles dans le renforcement

Les géotextiles sont très utilisés dans le domaine de génie civil, ils permettent de résoudre des problèmes extrêmes et aussi nous donne des résultats très satisfaisants dans différents domaines d'application.

Concernant particulièrement, le géotextile de confortement, il est très utilisé dans la stabilisation du talus de forte pente, de murs de soutènement, renforcement de base de talus.

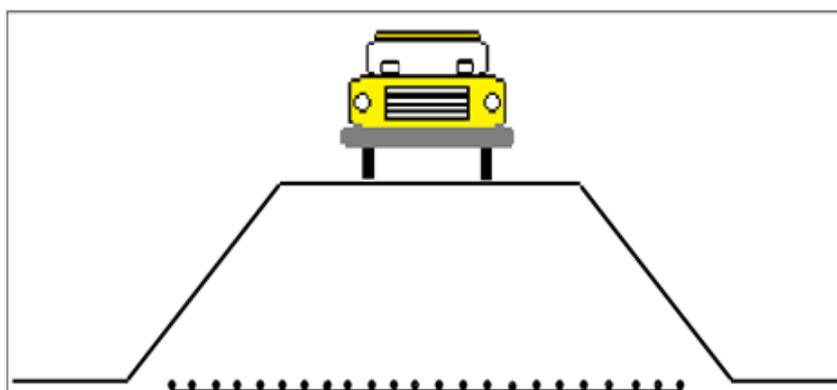


Figure I.1 : Renforcement de la base de remblai.

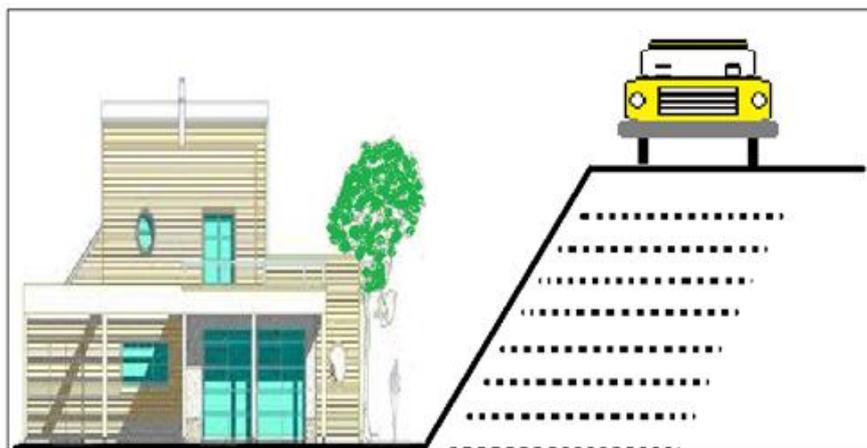


Figure 1.2 : Talus en pente de $45 < 70$ degrés.

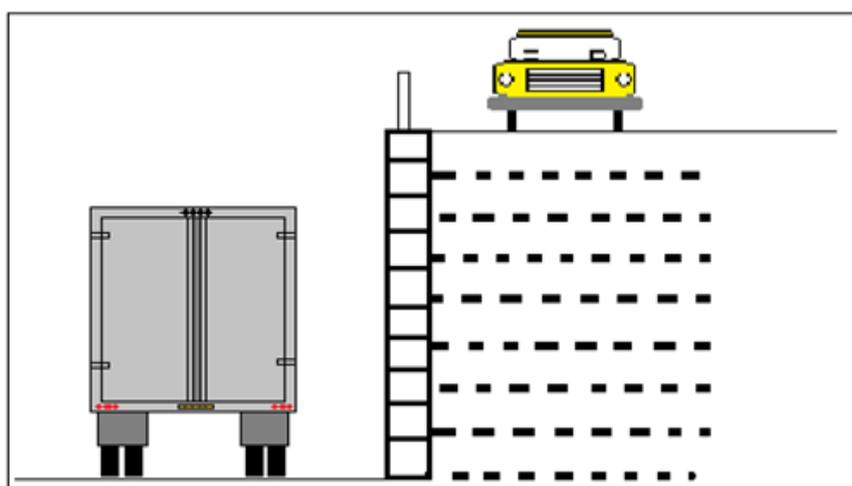


Figure I.3 : Murs de soutènement $70 < 90$ degrés.

Les renforcements par géosynthétiques sont utilisés dans des ouvrages de différentes durées comme :

- pour une durée de 5 ans (ouvrages provisoires) ;
- pour une durée de 30 ans ;
- pour une durée de 70 ans et plus (ouvrages permanents) (CfG, 1990).

I.3. Caractéristiques des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont définis par leurs caractéristiques physique, mécanique et hydraulique. Selon des essais normalisés, identifiés par des normes internationales.

Pour celle des différents facteurs apparaissent :

- la nature chimique ;
- Les caractéristiques physiques et mécaniques (perméabilité, résistance à la traction) ;
- Le traitement physique et chimique.

Afin de donner aux géosynthétiques des fonctions telles que le renforcement mécanique des massifs de soutènement ou le drainage et la filtration des écoulements dans des ouvrages hydrauliques, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des caractéristiques à prendre en compte dans la conception et dimensionnement des ouvrages, ceci peut être fait grâce à des essais spécifiques (BRAI N et *al.*, 2012).

I.3.1. Propriété physique

Les propriétés physiques du géosynthétiques sont des propriétés de base liées à la composition des matériaux pour fabriquer le géosynthétique et incluaient le type de structure : densité, masse par unité de superficie, épaisseur et rigidité.

I.3.2. Propriétés hydrauliques

Les géosynthétiques jouent un rôle de drain ou de filtre afin de maîtriser l'écoulement des eaux. Si l'écoulement est perpendiculaire au plan du géosynthétique, le rôle d'un filtre est de laisser l'eau circuler sur une direction privilégiée en empêchant l'entraînement d'une partie des sols par les eaux pour empêcher le passage des particules fines autrement dit pour éviter le phénomène de colmatage.

Ensuite, le rôle du drain est indiqué lorsqu'on assure le transport d'eau dans son épaisseur, ce phénomène s'appelle transmissivité, afin de rabattre les nappes et contrôler les écoulements intermittent (discontinu), diminuer et maîtriser les pressions d'eau, et accélérer les phénomènes de consolidation.

Le débit de l'eau à travers une couche simple de géotextile normale au plan du géotextile est mesuré selon des conditions spécifiques :

- Perméabilité à l'eau (indice de vitesse) ;
- Perméabilité sous charge ;
- Tamisage à sec ;
- Tamisage humide ;
- L'essai de permittivité ;
- L'essai de transmissivité.

I.3.3. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du géosynthétique dépendent du mode d'assemblage et de la nature du polymère de base. En traction, la résistance peut aller de quelques KN/m à plus de 1000 KN/m pour des déformations allant de 10% à plus de 100%, au point de rupture. Les essais qui permettent de déterminer ces propriétés sont les suivant :

- Essai de traction des bandes larges ;
- Essai de poinçonnement statique (CBR) ;
- Essai de poinçonnement (tige US) ;
- Essai de perforation dynamique (chute de cône) ;
- Essai d'arrachement ;
- Résistance à la déchirure ;
- Essai d'éclatement au Mullen.

I.3.4. Propriétés due au fluage

L'étude du comportement mécanique à long terme se limite à des essais basés sur des contraintes déviatoriques qui entraînent une déformation plastique, l'échantillon subira des déformations pour laquelle on définit trois phases du fluage :

- Le fluage primaire (vitesse décroissante) ;
- Le fluage secondaire (vitesse croissante) ;
- Le fluage tertiaire (vitesse croissante qui conduire vers la rupture) ;

En plus, le fluage dépend aussi de la durée de l'essai, type de matériau et du niveau de contrainte.

I.3.5. Propriétés physico-chimique

Il est difficile de simuler le vieillissement des géosynthétiques dans le sol avec les essais de laboratoire accélérés. Aucune action chimique du sol sur le polymère n'a été identifiée, une perte de la résistance à la traction pouvant aller jusque à 40%, on constate que le processus de vieillissement ne parvient pas mais par les efforts mécanique appliqué tel que le poinçonnement intense due à des pierres et graviers, pendant les travaux en service. Le seul cas identifié d'évolution physico-chimique mesurable a l'abri de la lumière est l'hydrolyse en milieu fortement basique. En effet les géosynthétiques placés dans un environnement ayant un pH élevé ($\text{pH} > 12$) leur résistance diminue de façon remarquable. Il suffira alors de préciser que le pH maximal des sols utilisables pour le renforcement est inférieur à ce seuil (BRAI N et *al.*, 2012).

I.4. Durabilité des géosynthétiques

Leur durée de vie de service est de 30 ans aux centaines d'années, et cela dépend de la nature de polymère, et sa formulation spécifique.

I.4.1. La résistance à l'endommagement

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisée, type du sol, du compactage, de la présence des branches ou de débris.

Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités de chantier. Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement.

I.5. Procédés de réalisation des soutènements avec renforcement en géotextiles

Le fonctionnement des massifs renforcés par des nappes géotextile impliquent en générale :

- La mise en prétention des nappes au moment de leur recouvrement par les matériaux de remblai ;
- Le compactage soigné du matériau de remblai et tout particulièrement à proximité du talus et du parement ;
- Les dispositions constructives qui permettent d'assurer le respect de la géométrie des talus comme celle des plans d'exécution ;
- La protection des nappes visible sur les talus est nécessaire (CfG, 1990).

I.5.1. Les matériaux constitutifs

Un ouvrage renforcé par géotextile est constitué par plusieurs matériaux et sa résistance dépendra du comportement de chacun de ses matériaux : sol de fondation, remblais, géotextile et parement... etc.

I.5.2. Avantages et inconvénients de la technique de renforcement par géosynthétiques :

L'avantage des techniques de renforcement des sols dans un contexte d'ouvrage de protection contre les risques naturels réside essentiellement dans la réduction de l'emprise au sol des ouvrages et la possibilité d'utiliser les matériaux du site.

Les inconvénients restent cependant la méconnaissance du comportement des sols, la modification et la dégradation des caractéristiques d'interface inclusions géosynthétiques/sol grossiers. Le tableau I.2 propose une première à l'adéquation des produits géosynthétiques au contexte des sols à forte granularité.

Tableau I.2 : Adéquation des produits de renforcement à l'utilisation de sol à forte granulaire (BRAI N et al., 2012).

Nature du matériau	Type	Avantages	Inconvénients
Géosynthétique	Non tissé aiguilletés	Souplesse, adaptation à une granulométrie grossière	Peu adopté au contexte de renforcement des sols (sensibilité au poinçonnement fort allongement) durabilité
	Géocomposite (non tissé, et tissé)	Allongement plus faible	Endommagement (risque d'arrachement des fibres de renforts)
	Tissé	Fort résistance mécanique	Sensibilité à l'endommagement et à la durabilité
	Géogrilles	Forte résistance mécanique Mobilisation de la pseudo-cohésion	Rigidité Mécanisme et caractérisation du frottement et/ou de la pseudo-cohésion mal connue

I.5.3. Règles pratiques de mise en œuvre

Les principes généraux applicables aux massifs renforcés par nappes de géotextiles se traduisent en un certain nombre de réglages pratiques de mise en œuvre, comme suit :

a. Les terrassements

D'abord, il faut commencer à réaliser des terrassements de talus jusqu'au bon sol, après creuser une tranchée pour le drainage des eaux, on va remplir ce drains par le ballast renfermé par le géosynthétique pour la fonction de filtration. (Figure I.4)

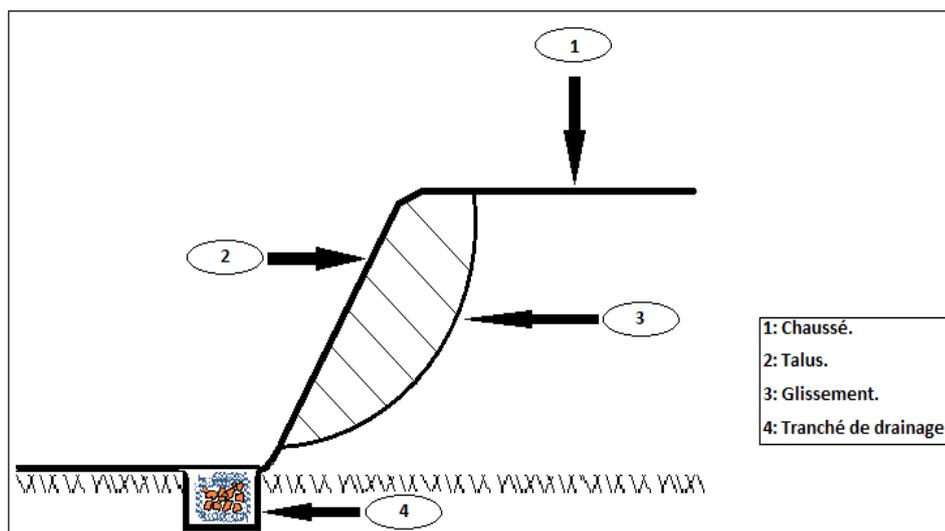


Figure I.4 : Terrassements.

b. Pose et raccordement des nappes

Les plates forme où se pose les nappes doit être compactées et nivelées pour préserver le géosynthétique de déchirure et d'endommagement, les nappes sont étalées par déroulement des rouleaux découpés à la longueur de massif. Il est toujours recommandé de vérifier le sens de traction effective du géotextile et à son accord avec le dimensionnement.

Lorsque la géométrie de massif renforcé est unidirectionnelle, le raccordement entre deux nappes adjacentes, disposées parallèlement à la direction des tensions peut se faire par couture (réalisé directement sur le chantier) ou par recouvrement d'une nappe sur l'autre au moins 30 cm au il faut respecter le sens de remblaiement et du réglage. Dans le cas où l'ouvrage peut avoir des tassements important il conviendra de lier les nappes par couture (CfG, 1990).

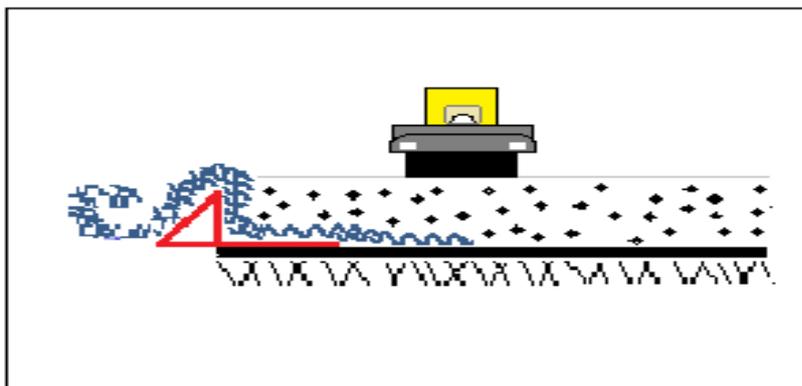


Figure I.5 : Mise en place de la nappe
Réglage et compactage de la couche de sol.

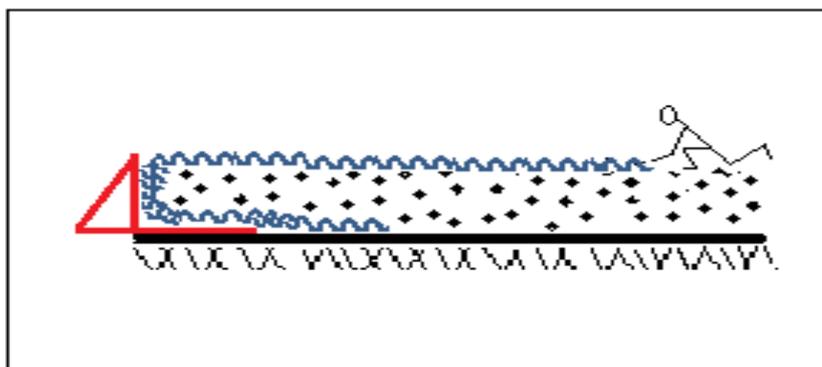


Figure I.6: Etalement de la nappe et application de la prétention.

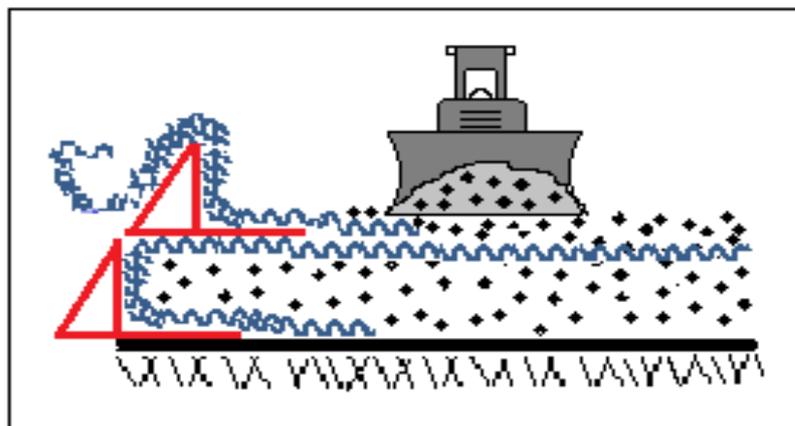


Figure I.7 : Mise en œuvre de la couche suivante.

c. Mise en prétention des nappes

La prétension des nappes doit se faire en même temps que le réglage. Elle peut être maintenue par dépôts des cordons de matériaux ou facilement par 2 ou 3 ouvriers qui progressent les nappes.

d. Réglage et compactage

Le compactage de l'épaisseur de réglage est exigé à 95% de la densité maximum Proctor Normal. Pour garantir la compacité exigée, il faut prendre en compte le choix de l'engin de compactage, nature et de l'état du matériau utilisé. Les espacements entre les nappes qui peut être importants (> 0,5 m) donc il est déconseillé d'utiliser le compacteur lourds à cause des dimensions relativement faibles des ouvrages (CfG, 1990).

I.5.4. Procédés permettant d'assurer l'exécution du parement de l'ouvrage renforcé

I.5.4.1. Cas des massifs à talus peu inclinés (pente inférieure à 1/1)

Dans ces ouvrages, la pente du talus n'est pas supérieure à l'angle du talus naturel, il n'est pas nécessaire de mettre des dispositifs de soutènement particulier du talus de chaque couche lors de réglage et surtout le compactage.

I.5.4.2. Cas des massifs à talus très incliné (pente entre 1/1 et 1/4)

Dans ces cas, l'utilisation des dispositifs de soutènement est indispensable dans chaque couche du talus pendant le compactage et le réglage. Il existe plusieurs procédés de soutènement comme suite :

a) Techniques d'utilisations d'un élément de coffrage perdu

Au réglage et compactage de chaque couche constitué est fait suivant les procédés suivant :

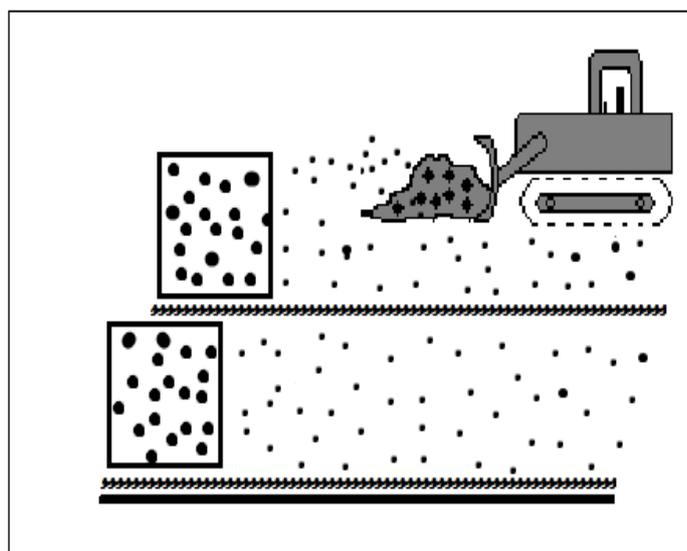


Figure I.9 : Des gabions géotextiles remplis de sable ou graviers.

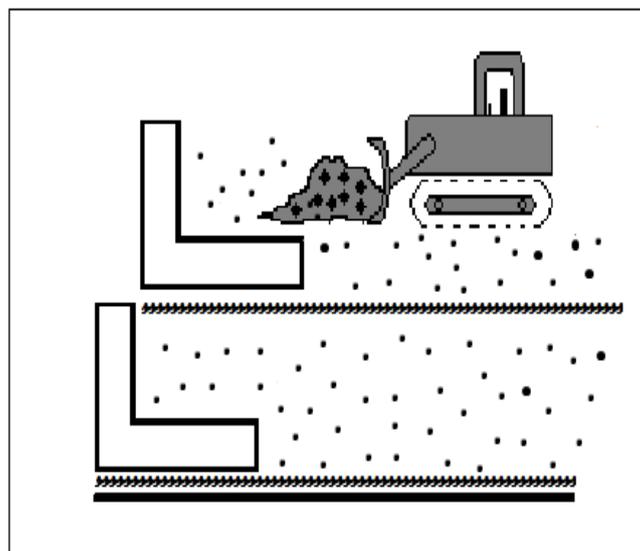


Figure I.8 : Des éléments rigides en particulier en béton.

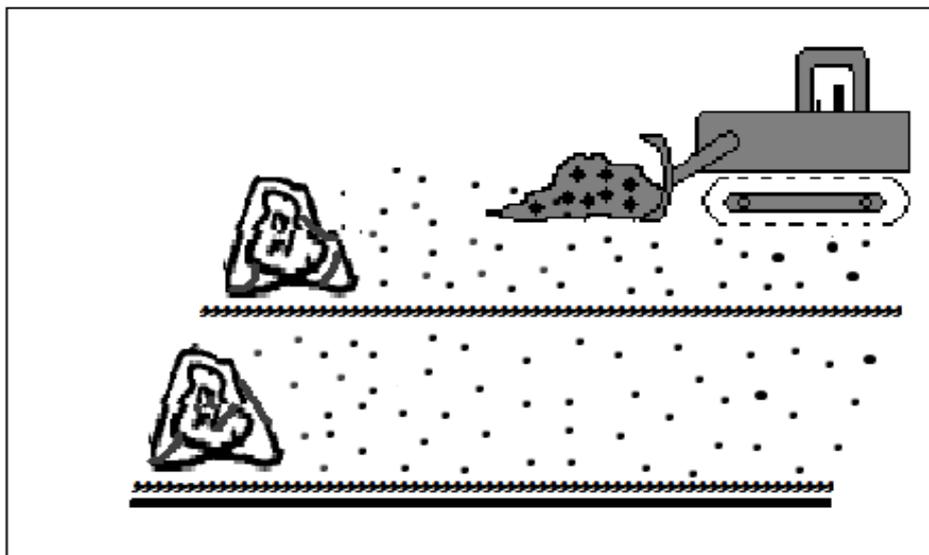


Figure I.10 : Un merlon de matériaux sol-fibre.

b) Techniques d'utilisations d'un système de coffrage rigide amovible

Il s'agit du procédé le plus fréquemment proposé par les promoteurs de la technique des massifs renforcés par géotextiles. (Figure I.11)

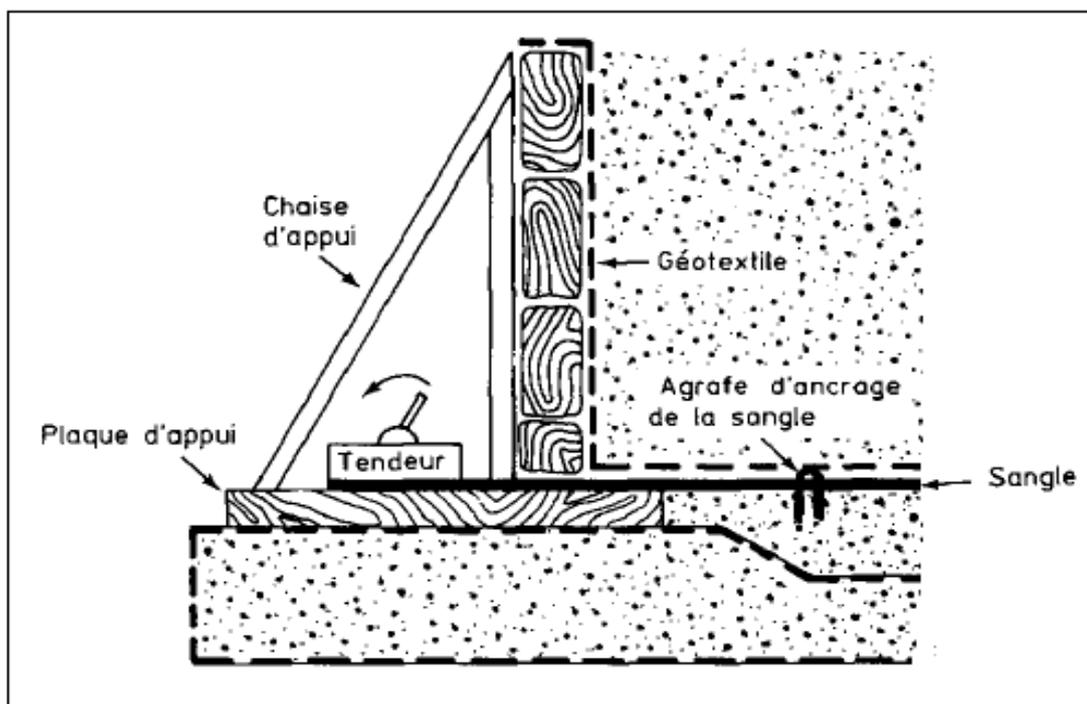


Figure I.11 : Dispositif utilisé pour la réalisation d'un talus incliné (DELMAS Ph et al., 1986).

Un dispositif de coffrage dont le coût est faible, il est le plus utilisé fréquemment, mais il ne permet pas de garantir la géométrie du talus (figure I.12), il est facile à mettre en œuvre.



Figure I.12 : Vue d'un mur en géotextile à RN24 SAKET (Bejaia) par le procédé du coffrage amovible.

I.5.5. Techniques de parement des talus des massifs renforcés

- La couverture du talus par la terre végétale, suivi d'un engazonnement, cette solution traditionnelle et peu coûteuse, utilisée dans les talus dont la pente inférieure à 2/3, elle envisage un risque de glissement de la terre végétale ;
- Projection sur la partie visible des nappes de renfort de divers produits, cette solution reste simple, elle assure la protection vis-à-vis des ultraviolets, mais pas contre les agressions mécaniques diverses ;
- Le recouvrement de la partie visible des nappes par un second géotextile, cette solution est économique, mais elle assure seulement la protection vis-à-vis des ultraviolets ;
- La couverture avec de la terre végétale fixée sur le talus par un géotextile, puis engazonnement, le coût de cette solution est cher, la protection des nappes de renfort est assurée et l'effet esthétique est classique. (Figure I.13)

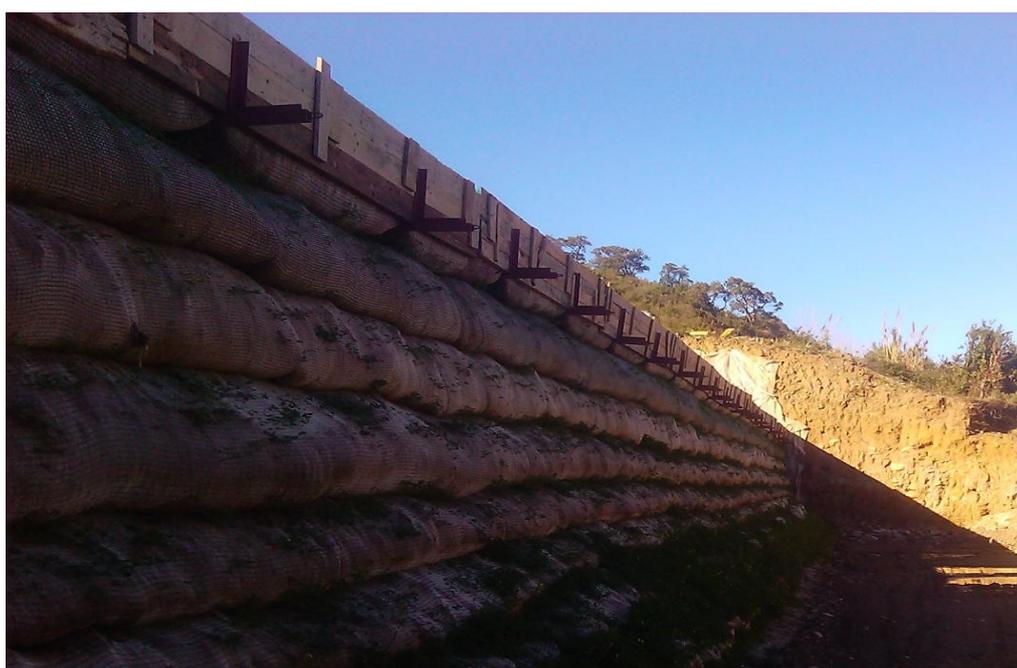


Figure I.13 : Vue d'un mur en géotextile en cours de réalisation à la RN24 SAKET (Bejaia).



Figure I.14 : Vue de l'ouvrage pendant la phase de travaux, désignant un exemple des géosynthétiques utilisés pour le massif de renforcement.(ARAB R et *al.*, 2009)

I.6. Recueil des normes régissant la conception et le calcul des géosynthétiques

Le contexte normatif français et européen regroupe un grand nombre de textes permettant de justifier et d'assurer la durabilité de l'ouvrage dans le temps, de son étape de réalisation. Chacun de ces textes contient des informations ou des données susceptibles d'intervenir dans les procédures calcul, permettant ainsi aux ouvrages d'être dimensionnés dans la quasi-totalité des configurations.

I.6.1. Références normatives

Les documents qui font référence en ce qui concerne l'action du sol sur le mur, la définition des différents états limites (ultimes et service), ainsi que les combinaisons d'actions, les sollicitations de calcul et les résistances, sont les normes relatives aux ouvrages de soutènements. La justification des murs et talus de soutènement s'effectue selon l'une ou l'autre des normes :

➤ NF P 94-270 :

La norme NF P94-270 (juillet 2009) : « calcul géotechnique – ouvrages soutènement. Remblais renforcés et massifs en sol cloué » est la norme nationale d'application pour ce type d'ouvrage selon l'Eurocode 7 (NF EN 1997-1). Ce document est conforme aux principes du calcul aux états limites avec facteurs partiels, définis dans la norme NF EN 1990 et son annexe nationale NF P 06-100-2, et respecte les exigences de la norme NF EN 1997-1 et son annexe nationale NF P 94 251-2, applicables au calcul des ouvrages géotechniques (Norme NF P94-270, 2009).

➤ XP G380-064 :

La norme XP G38-064 (août 2010) « Murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappes géosynthétiques – justification du dimensionnement et éléments de conception » est une norme expérimentale. Elle encadre la justification par le calcul des talus renforcés par des nappes géosynthétiques. Sont définis comme talus des ouvrages dont l'inclinaison est supérieure à 1H/4V, la norme NF P94 -270 s'applique (Norme NF P94-270, 2009).

I.7. Méthodes analytiques de calcul de stabilité des massifs en géotextiles

Les méthodes les plus adaptées pour le dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles sont des méthodes de calcul à la limite qui ne prennent pas en compte, de façon opérationnelle, les déformations des géotextiles, malgré quelques tentatives intéressantes de modélisation.

Tableau I.3 : Méthodes de dimensionnement des ouvrages renforcés par géotextiles. (Blanchier et al., 1982).

Méthode	Inspirée de la méthode de calcul de la Terre Armée (Recommandations LCPC, 1976) (1)	TRRL (Royaume-Uni) (Murray, 1981) (2)	Standard (3)	U.S. Fed. Highway administration (Haliburton, 1978) (4)	Royal Institute of Technology (Suède) (Broms, 1978) (5)	Université de Delft (Pays-Bas) (Hamilton, 1984) Université d'Oxford (Grande-Bretagne) (Jewell, 1985) (6)
Lieu des tensions maximales ou plan de glissement						
Contrainte verticale sur le géotextile (σ_v) à la profondeur z (répartition et valeur)	$\sigma_v = \frac{\gamma H}{1 - \frac{K_a}{3} \frac{H^2}{L^2}}$ (mayerhof)	$\sigma_v = (\gamma^2 + q) + K_a \gamma z + \frac{4,5 K_a q z^2}{B^2}$ trapézoïdale	$\sigma_v = \gamma z + q$ uniforme	$\sigma_v = \gamma z + q$ uniforme	$\sigma_v = \gamma z + q$ uniforme	$\sigma_v = \gamma z + q$ uniforme
Contrainte horizontale à la profondeur z (poussée à reprendre)	$\sigma_h = K \sigma_v$ $K_a < K < K_0$	$\sigma_h = K_a \sigma_v$	$\sigma_h = K_a \sigma_v$	$\sigma_h = K_0 \sigma_v$	indépendant de σ_v $\sigma_h = 0,65 K_a (\gamma H)$	$(\sigma_h = K_0 \sigma_v)$
Équilibre local du lit	← vérifié dans la zone passive →					
Équilibre global	surabondant	surabondant	vérifié	surabondant	vérifié vis-à-vis du glissement horizontal	vérifié sur les surfaces envisagées

I.7.1. Principe de justification

Le dimensionnement d'un talus en sol renforcé par nappes géosynthétiques relève de justification aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS). La justification de l'ouvrage aux ELU concerne sa stabilité externe, générale, mixte et interne. De manière générale, on considère que la stabilité interne est satisfaite si la distribution, avec la profondeur, des efforts de traction mobilisables en un point d'un renforcement ($T_{max ; d}$) suit la même évolution que la poussée des terres.

La justification de l'ouvrage aux l'ELS consiste à vérifier que ces déplacements et déformations ne sont pas atteints. Comme tous les modèles de calcul existants à ce jour ne permettent que d'évaluer des valeurs approchées de la réalité, il peut être utile de procéder à des mesures en cours de construction.

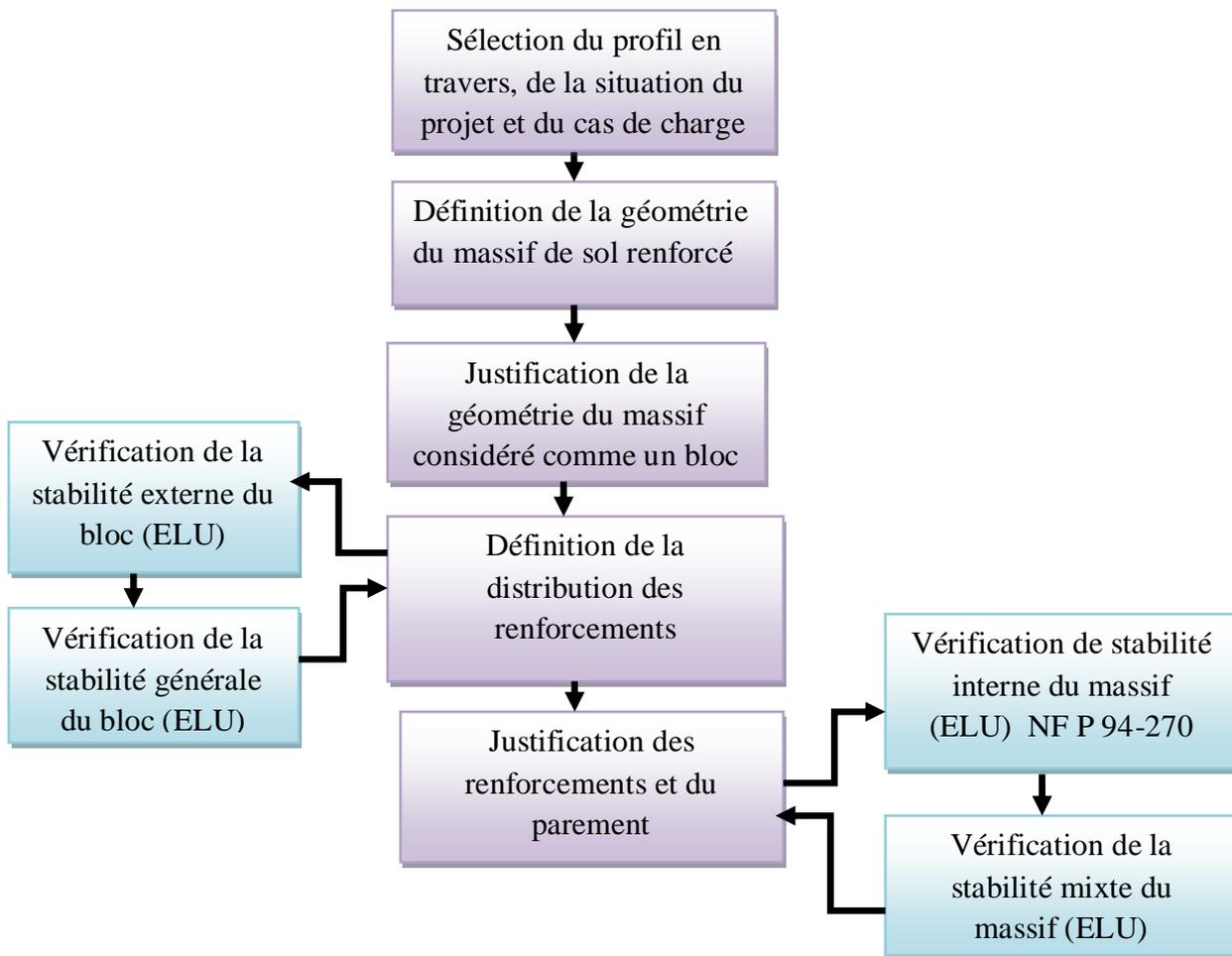


Figure I.15 : Principe générale de la justification d'un ouvrage en sol renforcé (conformément à la norme NF P 94-270).

a) Stabilité externe

Les massifs sont vérifiés en considérant à priori que la masse de sol renforcée réagit aux sollicitations extérieures comme un corps rigide, la stabilité externe d'un ouvrage renforcé concerne la stabilité vis-à-vis du glissement sur sa base et du poinçonnement de son sol support.

La stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée pendant les phases de construction d'une fois l'ouvrage est achevé. Pour démontrer que la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate, les états limites suivant doivent être vérifiés :

- La portance du terrain de fondation de l'ouvrage, on doit vérifier que :

$$V_d \leq R_d \quad (1)$$

Telle que :

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

- La résistance au glissement de l'ouvrage sur sa base (Norme NF P 94-270, 2009).

Le dimensionnement doit comprendre les vérifications suivantes :

- De la stabilité d'ensemble :

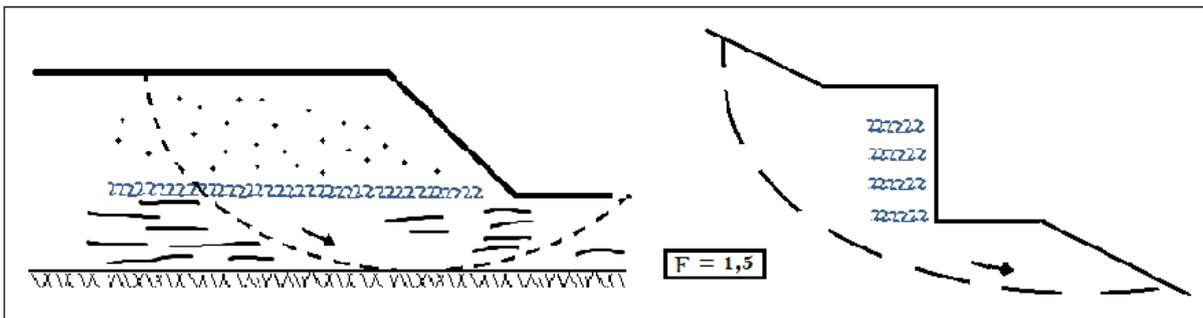


Figure I.16

- De la stabilité au glissement :

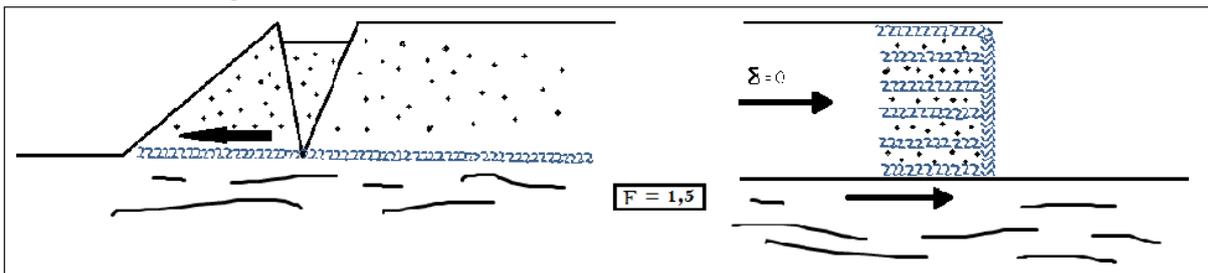


Figure I.17

- De la stabilité au poinçonnement :

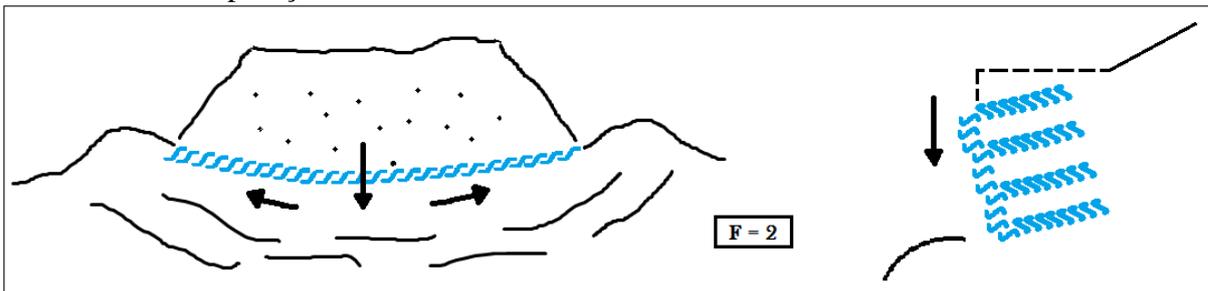


Figure I.18

❖ Principe de calcul

Il convient de distinguer la stabilité de l'ouvrage considéré comme monolithique.

❖ Comportement

Le massif est considéré comme un mur-poids monolithique de hauteur H et de largeur B .

Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont :

- La poussée des terres P_a sur la face arrière, cette poussée étant inclinée selon un angle δ . Les différents expérimentations ont montrés que cette poussée correspond à la poussée active de fait de la déformabilité du massif et que δ augmente avec l'élancement du mur H/B .
- Le poids du massif W_r .

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

- Le poinçonnement du sol de fondation

Une bonne approche consiste à considérer une contrainte moyenne sur une largeur $(B-2e)$, e étant l'excentricité de la résultante. Cette contrainte est donnée par la formule de Meyerhof:

$$q_v = \frac{R_v}{B-2e} \quad (2)$$

- la résistance au glissement.

- La stabilité générale par surface de rupture englobant l'ouvrage (G Philipponnat et *al.*, 2003).

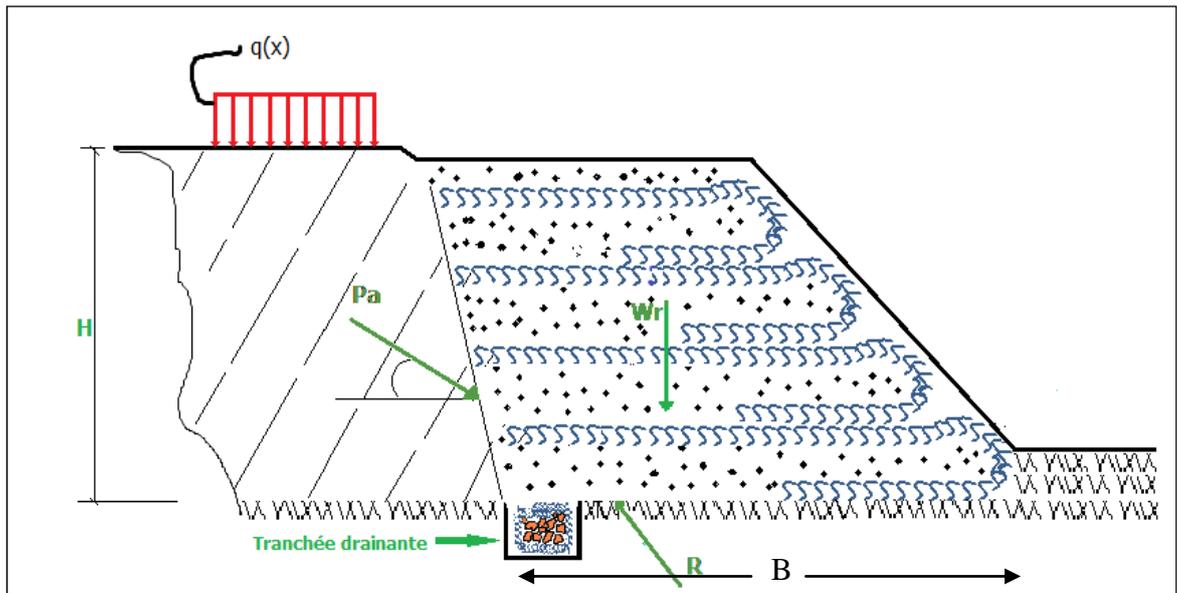


Figure I.19 : Exemple d'un profil d'ouvrage.

b) Stabilité interne

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 :

- La résistance structurelle des renforcement ;
- La résistance d'interaction sol-renforcement ;
- La résistance des dispositifs de liaison au parement ;
- La résistance structurelle du parement au niveau de lit (Norme NF P94-270, 2009).

La stabilité interne est utilisée pour calculer la force de traction nécessaire de chaque couche d'armature pour que la terre armée puisse absorber les forces de son poids propre et des surcharges. Dans le but de :

- Identifier les forces de traction nécessaires pour résister à la pression de la terre au front du talus raide.
- Absorption des forces de traction, il faut une longueur d'ancrage suffisante dans le bon sol (M SOUDE, 2011).

❖ Principe de calcul

Il convient de distinguer l'étude de la résistance de chacun des éléments le constituant.

❖ Comportement

Comme pour la terre armée, il est possible de distinguer une zone active et une zone passive, la traction maximale T_{max} dans les géotextiles s'exerçant le long de la limite entre ces deux zones. Soit T_{jmax} la traction maximale qui sollicite l'armature des géotextiles de la rangée j .

La somme des efforts T_{jmax} doit assurer l'équilibre de la zone active. De plus, la valeur de T_{jmax} pour chaque armature doit être telle que la condition suivante soit respectée :

$$T_{jmax} \leq \text{Min} \left(\frac{T_r}{\gamma_T}, \frac{T_{al}}{\gamma_a} \right) \quad (3)$$

Avec : T_r Tension de rupture de l'armature.

γ_T Coefficient de sécurité partiel relatif à la rupture de l'armature.

T_{al} : Effort d'arrachement limite mobilisable dans la zone passive.

γ_a : Coefficient de sécurité partiel correspondant à la mobilisation de l'ancrage (G philippinot et *al.*, 2003).

➤ Détermination des valeurs de calcul des résistances ultime de traction

On rappelle que les valeurs de calcul des résistances ultimes de traction à considérer pour la justification de la stabilité interne ou de stabilité mixte sont définis par :

$$R_{t;d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{deg} \frac{R_{t;k}}{\gamma_{M;t}} \quad (4)$$

Avec : ρ_{end} , ρ_{flu} et ρ_{deg} sont des coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance qu'il convient d'envisager du fait respectivement :

- ρ_{end} : de l'endommagement dû aux agressions mécanique lors de construction ;
- ρ_{flu} : de l'évolution physique du matériau sous l'effet du fluage ;
- ρ_{deg} : des dégradations d'origine chimique ou biochimique dues à l'environnement.
- $\gamma_{M;t}$: facteur partiel de matériau (Norme NF P 94-270, 2009).

➤ Résistance d'interaction sol-renforcement

Pour démontrer que la résistance d'interaction 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 combinaisons de charge :

$$T_{max;d} \leq R_{f;d} \quad (5)$$

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

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

Telle que :

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{max;k} P_s L_a}{\gamma_{M,f}} \quad (6)$$

$\tau_{max;k}$: 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 : est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement

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

$\gamma_{M,f}$: est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement (Norme NF P94-270).

c) Stabilité générale

La vérification de la stabilité générale consiste à évaluer l'impact de l'ouvrage sur la stabilité de site, en comparant le niveau de stabilité avant travaux avec celui après la réalisation du projet. Elle doit s'effectuer en considérant un nombre suffisant de lignes de rupture potentielle par grand glissement, extérieures au massif.

d) Stabilité mixte

La justification de la stabilité mixte consiste à vérifier le choix des géosynthétiques en type, nombre, longueur et disposition à l'intérieur du massif, de façon à assurer l'équilibre, pour toutes les surfaces de rupture qui coupent un ou plusieurs renforcements et/ou suivent le plan d'un renforcement. Pour des raisons pratiques la vérification de la stabilité mixte peut s'effectuer en même temps que celle de la stabilité générale.

I.8. Contrôle de l'exécution

1.8.1. Essai de plaque

L'essai de chargement à la plaque est un essai géotechnique classique qui permet de réaliser sur la surface d'un sol ou d'une couche, les résultats d'essais sont destinés au contrôle de la mise en œuvre des matériaux (contrôle de compactage) (centre de recherche routières, 1978).

On utilise l'essai de plaque dans le contrôle du compactage de la couche de massif de renforcement, cet essai est effectué dans chaque trois couche de remblais compacté.

I.8.1.1. Exécution

- Chargement et déchargement par palier d'une plaque rigide,
- Mesurer les tassements.

I.8.1.2. Appareillage

- Une plaque rigide circulaire de 0,30 m, 0,45m, 0,60 de diamètre.
- Un engin de 12 tonne (camion en général) permettant de réaliser la réaction nécessaire.
- Un vérin hydraulique qui doit être d'une puissance suffisante pour pouvoir développer la force nécessaire, équipe d'un manomètre.
- Des compacteurs d'une pression de 1/100
- Une poutre triangulaire sur trois appuis légers mais rigides et indéformables.



Figure I.20 : Essai de plaque.

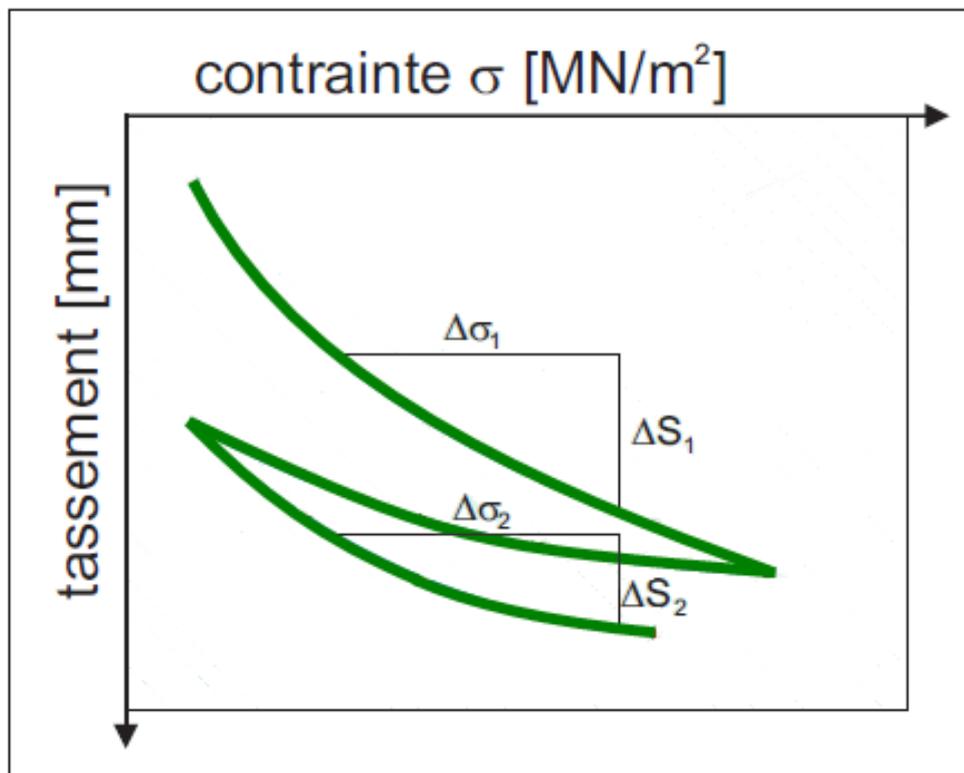


Figure I.21 : Courbe de chargement et déchargement.

I.8.1.3. Valeurs mesurées

On mesure le tassement verticale de la plaque de chargement soumis d'une charge augmenter par paliers. Le résultat est représenté par la courbe de charge, pression verticale σ appliqué en abscisse, tassement mesuré en ordonnée, avec :

$$M_{E1} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta S_1} D \quad , \quad M_{E2} = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta S_2} D \quad \text{et} \quad m = \frac{M_{E2}}{M_{E1}}$$

m : est le rapport des coefficient de compressibilité,

M_{E1} , M_{E2} : coefficients de compressibilités du premier et deuxième palier respectivement,

D : Diamètre de la plaque.

Quand la valeur de rapport des coefficients de compressibilité est voisine de 1, alors le matériau a atteint son maximum de compacité, dans le cas des remblais de renforcement, quand le taux de compactage est atteint les 95% on dit que le matériau est compacté (Centre de recherche routières, 1978).

Il est recommander de faire appel à l'essai de plaque pour contrôler le compactage du matériau de remblai.

I.8.2. Gammadensimètre

Un Gammadensimètre à transmission sert à mesurer la masse sèche d'un sol. La mesure consiste à introduire, dans deux trous parallèles verticaux préalablement forés, une source radioactive émettrice de photon gamma et un détecteur. La propagation des photons à travers le sol permet d'obtenir la masse volumique du remblai compacté.

Il est recommandé de contrôler le compactage de matériau de remblai renforcé pour chaque couche, pendant la phase de construction.



Figure I.22 : Gammadensimètre.

I.9. Exemples d'ouvrages réalisés dans le monde

La technique de renforcement par massif en géosynthétique est plus utilisée dans les pays développés particulièrement en Europe, ces derniers métrisent cette technique par des normes de conceptions qui assurent un bon soutènement, et pour cela nous allons citer quelques ouvrages importants :

- c'est au milieu des années 1970 que le premier massif de soutènement a été construit en France dans les alpes à Prapoutel-les-Sept-Laux, le dimensionnement avait été effectué par Akzo Nobel. Il s'agit d'un ouvrage définitif de hauteur de 9m.



Figure I.23 : Vue de premier massif construit en France dans les alpes (J BRUHIER, 2011).

- L'ouvrage de Iona-lases, Trento en Italie a une hauteur totale voisine de 60 m, constitué de plusieurs massif successifs avec risberme. Il s'agit d'un ouvrage exceptionnel de CC3 (classe conséquence 3), posé sur un massif rocheux et servant de butée de pied à un remblai.



Figure I.24 : Mur Lona-Lases, Italie (J BRUHIER, 2011).

- L'ouvrage d'Olaberria, Espagne a une hauteur totale de talus avoisine les 18m. Il s'agit d'un ouvrage de classe de conséquence CC3, l'impacte de l'ouvrage sur les termes environnementaux ou socio-économiques est très important ainsi que sur les constructions avoisinantes.



Figure I.25 : Murs d'Olaberria, Espagne (J BRUHIER, 2011).

Conclusion

Les géotextiles sont des produits de renforcement de plus en plus employés. Parmi ses fonctions dans des ouvrages qui repose sur des exemples d'emplois de géotextile dans une chaussée sur remblai renforcé.

Le massif renforcé par géosynthétique se comporte comme un ouvrage formé d'un seul bloc de pierre qui résiste très bien aux poussées et les surcharges. La conception d'ouvrages doit ainsi s'appuyer sur un dimensionnement réel et conforme à l'état de l'art et la vérification à la stabilité externe, interne, générale et mixte. Pour cela, les concepteur et maîtres d'œuvres disposent notamment des guides de dimensionnement établis conjointement par tous les acteurs du domaine, la norme NF P94-270 est la plus utilisée dans la conception et la justification de l'ouvrage renforcé.

Les méthodes de contrôle de compactage des matériaux de remblai renforcé sont les deux essais suivants :

- Essai de plaque,
- Gammadensimètre.

II.1. Introduction

Depuis 1846 l'homme s'intéressait aux phénomènes de mouvements de pente (glissement) concernant leurs types, facteurs d'instabilité et causes, calcul et analyse de la stabilité des pentes (A. COLLIN, PETTERSON, FELLENIUS, BISHOP, etc.). Les glissements de terrain sont généralement spectaculaires et parfois très meurtriers, alors il faut mettre des dispositifs de stabilité pour empêcher ce phénomène à provoquer des dégâts.

Ce chapitre met en évidence l'identification et la définition des causes qui conduisent à la rupture de certains talus ou pente naturels et faire un recensement sur les impacts d'instabilités sur l'évolution des glissements et les engagements financiers consentis par les services des travaux publics durant la période 2005 à 2014.

II.2. Types d'instabilités de la route nationale 24 de Bejaia

La route nationale n°24 de Bejaia est soumise à plusieurs instabilités, indiquées ci-dessous :

II.2.1. Glissement du terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique où une masse de terre descend sur un plan de glissement plus ou moins continu, plan ou incurvé. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie, cela permet de différencier les glissements de terrain des coulées de boue qui n'ont pas de forme propre.

Les glissements affectent les sols et sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de rupture peuvent être très variables, il existe des glissements lents et des glissements rapides, il peut être provoqué de façon naturelle ou par effet des activités humaines (G Philipponnat, 2003).

II.2.1.1. Types de glissement

Il existe trois types de glissements de terrains :

a) Glissement plan

Mouvement au long d'une surface de rupture sensiblement plane pouvant être un joint stratigraphique, un plan de faille, une surface de schistosité, une interface entre formation de pente. La ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

b) Glissement circulaire ou rotationnel

Mouvement de terrain qui a une surface de glissement plus ou moins circulaire. Il se produit en particulier dans les terrains assez homogènes, à dominance argileuse ou marneuse.

c) Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais les surfaces de rupture sont de forme convexe et passent au travers de différents niveaux de faiblesse du massif.

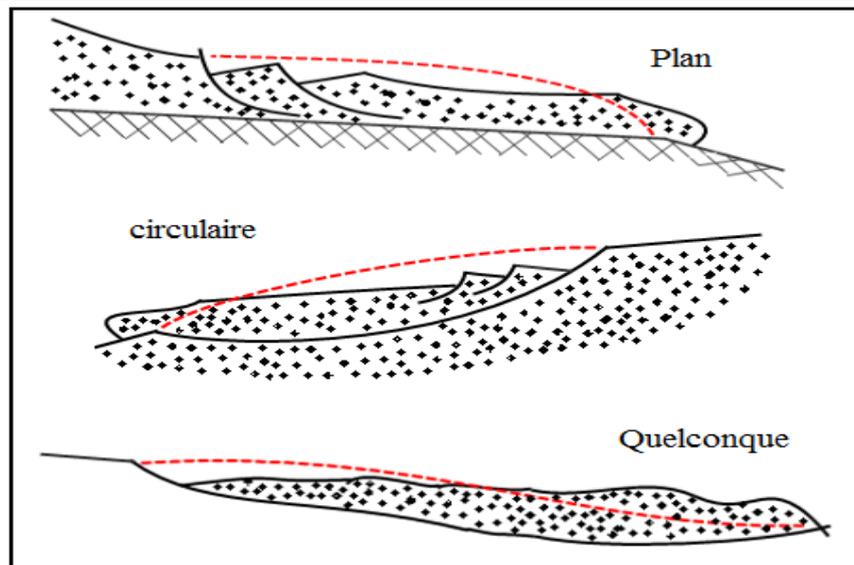


Figure II.1 : Types des glissements (Gheneni B, 2003).

II.2.2. Eboulement et chutes de pierres

Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturées tels que calcaire, grès, le volume total éboulé permet de différencier les différents phénomènes entre eux :

- a) **Chutes de pierres et blocs** : lorsque ce volume est inférieur à la centaine de m^3 .
- b) **Eboulement** : lorsque le volume est compris entre centaines et quelque milliers de m^3 .
- c) **Ecrolement** : lorsque il est supérieur au million de m^3 .



Figure II.2 : Vue d'un risque de chute de pierres à Imesmoudhen, Bejaia.

II.2.3. Affaissement

Les affaissements sont des mouvements gravitaires du terrain, qui peuvent être continus ou discontinus, dans le temps et dans l'espace, tous ces mouvements sont dangereux pour les infrastructures (routes) en générale il présente comme un déplacement vertical du terrain vers le bas.

II.2.4. Influence des déformations de chaussée sur le trafic routier

Le tassement de la chaussée est une déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telle que les surcharges routières, les vibrations produites par le trafic routiers et les remblais.

La RN 24 est affectée par des tassements différentiels qui menacent sa stabilité et rend le trafic routier difficile pour les usagers de la route.

II.3. Recensement et impact d'instabilité de la RN24 sur le trafic routier

Depuis plusieurs années, à chaque hiver, la route nationale N°24 tronçon de Bejaia est sujette à des glissements de terrains, éboulements, affaissements et tassements.

D'après les investigations effectuées sur la RN24 pendant les neuf année précédentes de 2005 à 2014, nous allons présenter un bref recensement sur les instabilités de cette route.

II.3.1. Présentation de la route nationale RN24

La route nationale RN24 reliant Bejaia à Azzefoun, traverse dans cette zone le piémont des versants naturels très accidentés. Ce tronçon est touché en plusieurs endroits par des instabilités répétitives telles que les glissements. Le tracé traverse des formations gréseuses dans lesquelles sont interstratifiées des pélites constituant le faciès flysch.

Tableau II.1 : Information sur le tracé de la RN24 (Bejaia).

Désignation	PK origine	PK fin	Lieu origine	Lieu fin	Longueur (Km)
RN 24	193+000	253+500	Limite w Tizi Ouzou	Amriou Bejaia	60,50

II.3.2. Etendue des zones d'instabilité

Le tableau ci-dessous résume le nombre d'instabilités enregistrées actuellement à l'issue du recensement arrêté à Mai 2015 sur le tracé de la RN24 tronçon de Bejaia.

Tableau II.2 : Nombre d'instabilités de la RN24.

Types d'instabilités	Intensité			Total
	faible	moyen	Fort	
Glissement	-	5	10	15
Affaissement	6	30	3	39
Chute de pierre et bloc	-	1	2	3
Tassement	-	30	6	36
				93

II.3.3. Statistique de l'entretien des instabilités de la RN 24

D'après les informations fournis durant la période 2005-2014, par la direction des travaux publics de Bejaia (DTP), que soit dans le cadre de l'entretien ou la réalisation et le coût des projets:

II.3.3.1. Nombre de projet à entretenir et à réaliser

- D'après l'histogramme ci-dessous, on constate que le nombre d'instabilité de la RN24 est très élevé dans les périodes 2005,2007 et 2012. Sachant que de l'années 2008 à 2011 le nombre de projet est nulle.

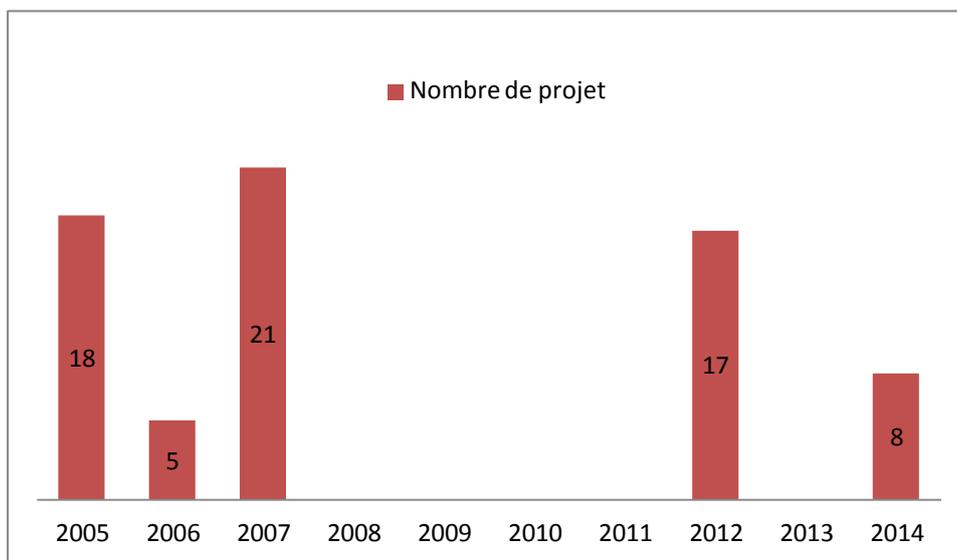


Figure II.3 : Histogramme des projets d'entretiens

- Le secteur ci-dessous nous donne le type de traitement de la RN 24 en termes de travaux provisoires et définitifs en pourcentage,
- Le nombre de projet définitif est presque égale au nombre de traitement d'urgence non définitif.

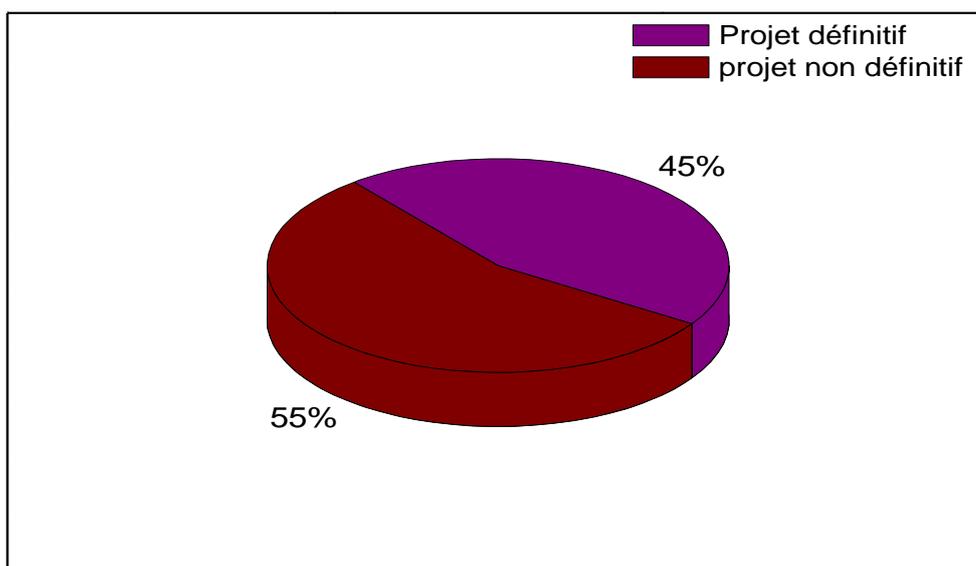


Figure II.4 : Secteur représentant le pourcentage de type de traitement d'instabilité.

II.3.3.2. Coût d'entretien routier

Les engagements pris par la DTP pour l'entretien des instabilités de la RN 24 sont indiqués dans l'histogramme ci-dessous:

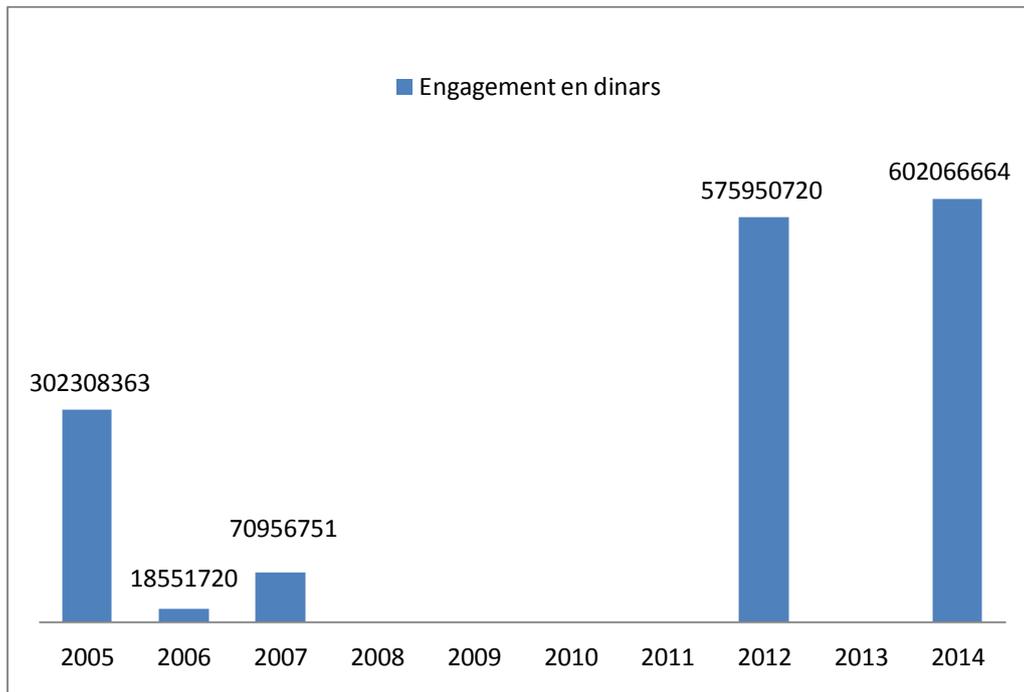


Figure II.5 : Histogramme de coût d'entretien de la RN24.

- L'engagement des années 2012 et 2014 est très important, cela est dû au type de traitement qui est définitif,
- Par contre de l'années 2005 à 2007, les travaux sont en général des traitements d'urgence non définitif,
- L'engagement total depuis l'année 2005 à 2014 est plus de 1,5 milliard de dinars. Les pouvoirs publics ont consenti un investissement colossal en vue de maintenir en service la route nationale RN24.

II.3. Types de soutènements utilisés

Plusieurs ouvrages de soutènements ont été réalisés pour le confortement des instabilités du tracé de la RN24 de Bejaia, parmi ces ouvrages :

- Massif renforcé par géotextile,
- Murs de soutènement en béton armé,
- gabion grillagés (gabionnage),
- Murs poids (maçonnerie).

II.4. Les facteurs d'instabilités de la RN24

Les mouvements des pentes sont des manifestations naturelles de l'évolution de relief, en action, à la surface terrestre depuis des millions d'années. Les observations et les études effectuées à partir d'évènements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité.

II.4.1. Facteurs permanents

Ce sont des facteurs de prédisposition d'un site sur tout le trafic routier de la RN 24 aux instabilités (relief, nature géologique des terrains, etc.)

II.4.1.1. Effet de la pesanteur

Il constitue le moteur essentiel des mouvements de terrains, qualifiés souvent de gravitaires (sous l'effet de la pesanteur terrestre).

II.4.1.2. Action de l'eau

L'eau est un facteur très déterminant pour l'apparition d'un glissement de terrain, elle agit par ameublissement et dégradation mécanique des terrains. Elle joue en même temps un facteur permanent et un facteur variable dans le temps quand il s'agit de précipitation. La présence des fissures sur le talus aval contribuent à augmenter la perméabilité du terrain et l'infiltration des eaux, développe ainsi des pressions hydrostatiques importantes.



Figure II.6 : Vue d'un effet d'érosion à Imesmoudhen, Bejaia

a) Action mécanique

- Les pressions interstitielles élevées dans les sols constituent un élément défavorable à la stabilité d'une pente.
- Les zones humides sont caractérisées par une nappe affleurant en quasi-permanence et par une végétation hygrophile particulière (qui se tient dans les milieux humides).
- L'érosion des berges de cours d'eau ou des côtes marines est aussi la cause des instabilités de masse, c'est le cas du glissement étudié à Beni ksila au PK 200+200.
- L'action des vagues qui s'exerce au pied des falaises côtières contribue au recul des côtes par éboulements successifs. L'instabilité sur le coté littorale ouest de Bejaia sur la RN 24 est fortement touchée par ce phénomène qui s'appelle aussi la houle.

b) Action chimique

- l'hydratation de certains minéraux accompagnées de gonflement, peut contribuer à désorganiser un massif.

- L'hydrolyse qui est un processus lent et qui conduit à la transformation climatique de certains minéraux silicatés (feldspaths), dont l'altération entraîne la formation d'argile (Gheneni B, 2003).

II.4.1.3. Nature et caractéristiques mécaniques des terrains

Le tracé de la RN 24 traverse des formations gréseuses dans lesquelles sont interstratifiées des pélites constituant le faciès flysch qui mis en place à l'oligocène ont subi au quaternaire des phénomènes d'altération et d'érosion qui ont abouti à combler les dépressions par des dépôts de produits argileux très graveleux et blocs, et ces grés forment tantôt des entablements horizontaux. (DTP, 2013)

Les instabilités dépendent des critères suivant :

- Les caractéristiques mécaniques des terrains représentent les données de base imposées par la nature et l'histoire de la route.
- Les schistes argileux, les argiles, les marnes et les micaschistes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des glissements ou à des coulées boueuses.
- Les formations superficielles non consolidées, tapissant les versants à forte pente.
- Les formations anisotropes (formation stratifiées) présentent souvent des alternances de niveau durs et tendres (exemple : marno-calcaire) (Gheneni B, 2003).

II.4.1.4. Morphologie

La pente des talus représente un paramètre qui conditionne la stabilité des terrains. Il existe une pente limite au-delà de laquelle on observe un optimum favorable aux glissements. La pente s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la hauteur des versants et la présence ou non de l'eau. A cet effet le tracé de la RN24 traverse le piedmont des montagnes de pente importante (10° à 40°) exposé à la transgression marine, ce qui favorise les instabilités endémiques.

II.4.1.5. Influence du couvert végétal

La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient d'une part au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et d'autre part au niveau de la cohésion et de la fixation du sol due aux racines, elle permet aussi de diminuer l'érosion du sol.

Dans autre part, lorsque le couvert végétal est très dense, le poids est plus important, ce qui augmente les forces motrices qui provoquent l'instabilité du talus.

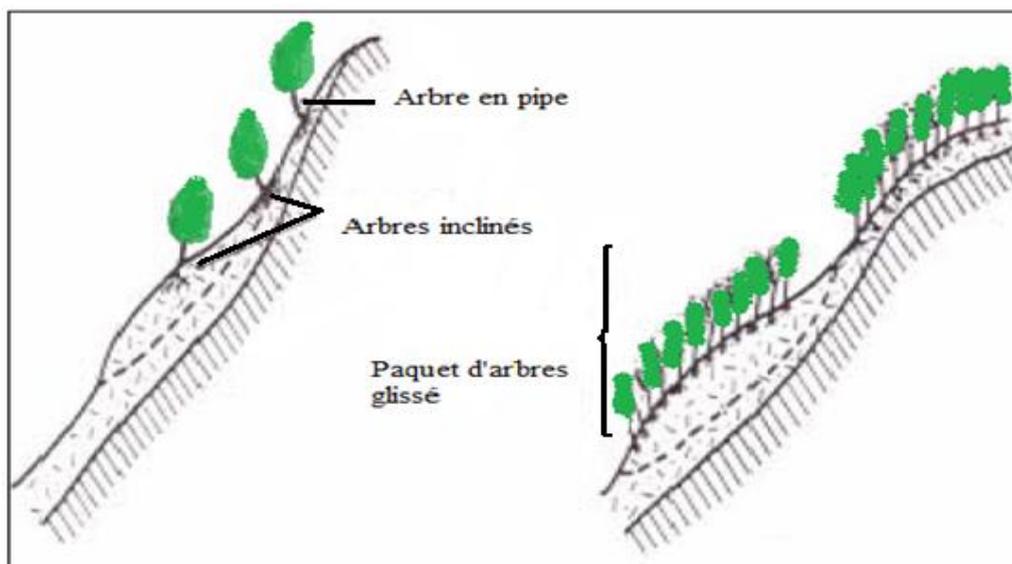


Figure II.7 : Relation entre mouvement de pente et végétation (B Gheneni, 2003).

II.4.2. Facteurs variables dans le temps

Ce sont des facteurs préparatoires et déclenchant l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée du mouvement qui conduit à la rupture.

II.4.2.1. Influence de la pluviométrie

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes. Les pentes naturelles sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies, une partie de cette eau est drainée par des thalwegs considérés comme collecteur des eaux de ruissèlement vers la mer et une partie s'infiltré à travers la couverture d'argile marneuse.

La région de Bejaia marque une pluviométrie très importante, une moyenne annuelle de 815.3 mm (2005-2013) et selon les mécanismes suivants :

- Les écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes.
- L'érosion provoquant des changements de géométrie du versant, et une modification de pente qui résulte la diminution du coefficient de sécurité.
- La saturation des sols par l'infiltration des eaux qui fait augmenter la force motrice.
- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.

Tableau II.3 : Pluviométrie à Bejaia. (DPSB, 2005-2013)

Année	Pluviométrie en (mm)	Nombre de jours de pluie
2005	792.0	102
2006	753.3	93
2007	544.0	33
2008	674.5	93
2009	1017.0	111
2010	766.6	108
2011	769.2	108
2012	991.0	108
2013	1030.6	110
Moyenne	815.3	96

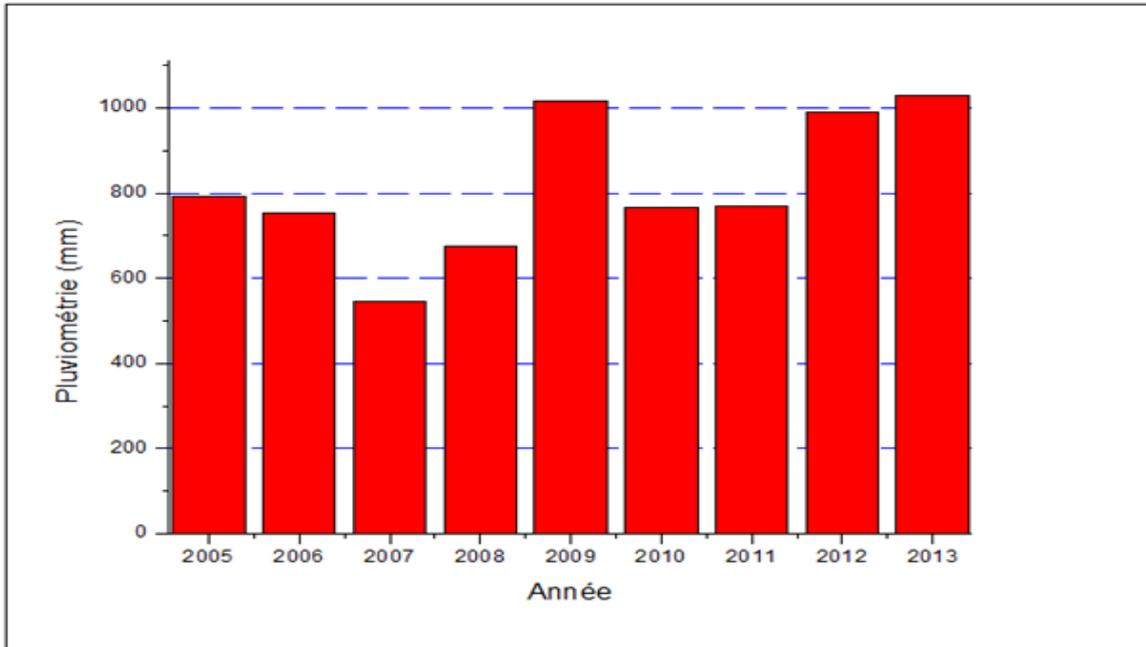


Figure II.8 : Histogramme de la pluviométrie de la wilaya de Bejaia de 2005 à 2013.

II.4.2.2. Effet de la température

Les variations de températures sont un facteur déclenchant de chute de pierres ou de bloc, en raison de dilatations différentielles qui se manifestent. La région de Bejaia est caractérisée par une moyenne annuelle des températures de l'ordre de 18°C. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chaud de l'année.

Cette augmentation des températures entraine une évaporation, sur des sols argileux qui donne la naissance des fentes de retrait. Lors des premières pluies, les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes des retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols est atteinte.

II.4.2.3. Conséquence de l'activité anthropique (humaine)

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou de déclenchement des instabilités, ces activités peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente, notamment :

- les modifications de l'équilibre naturel des pentes, talutage en pied de versant, remblaiement en tête de versant.
- Défrichage : entraîne le dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.
- Les vibrations dues au trafic routier qui peuvent déstabiliser les versants.
- Les conditions de stabilité peuvent être fortement altérées si la structure interne d'une pente est modifiée.
- Augmenter le poids qui repose sur la pente et par conséquence, la force de gravité.
- Construire au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée) (Gheneni B, 2003).



Figure II.9 : Vue d'un exemple d'activité humaine à Tala Ilef PK 235+300, conséquence, d'un glissement de terrain.

II.4.2.4. Effet de déforestation (déboisement)

La déforestation est le phénomène de régression des surfaces couvertes de forêt, elle résulte des actions de déboisement puis de défrichement.

La déforestation d'un versant est une action favorable pour les mouvements des pentes, parce qu'il désorganise le terrain en profondeur et favorise l'infiltration des eaux dans la masse. En effet, les arbres et les forêts jouent un rôle très important dans la stabilité des sols, et les racines des arbres retiennent la terre, ce qui ralentit l'érosion.

Le phénomène de déforestation est beaucoup touché sur le coté ouest littorale de Bejaia. Pour satisfaire les besoins nécessaire en matière d'urbanisation sur la façade maritime, ce qui engendre les différentes instabilités sur le tracé routier de la RN24.



Figure II.10 : Vue illustrant la déforestation à Boulimat.

II.4.2.5. Action du séisme

Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables des mouvements de pente très variés tels que les glissements, chutes de bloc ou écroulements. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes, elle est très active en secousses de moyennes intensités.

II.4.3. Action mécanique

II.4.3.1. Terrassements

Cette action mécanique a des répercussions défavorables sur la stabilité des talus lorsqu'elle n'est pas faite convenablement. Elle supprime la butée de pied d'un versant, réduit les moments stabilisateurs et ainsi le coefficient de sécurité qui gouverne la stabilité d'un site.



Figure II.11 : Vue d'un terrassement à Tala Ilef.

II.4.3.2. Surcharge sur un versant

Cette surcharge peut être un remblai, une décharge, un immeuble qui se trouve en tête, l'augmentation de la charge et du moment moteur crée une diminution du coefficient de sécurité qui engendre une rupture parfois brutale.



Figure II.12 : Conséquence des remblais de pieds sur la stabilité de la RN 24 au PK 235+500 (LAACH LBAZ).

II.4.3.3. Profil mixte

Les remblais routiers sont généralement construits à sec, les remblais obtenus par déversement latéral et compactage, qui doivent supporter une partie de la route, deviennent plus difficiles à construire à mesure que la pente naturelle latérale augmente. Les déblais peuvent être déversés sur le coté ou mis au rebut, mais ne doivent en aucun cas être incorporés dans l'assiette ou la fondation de la route

En conséquence, le talus a un facteur de sécurité ≥ 1 , tout changement des conditions, dû à l'addition d'un poids supplémentaire sur le remblai ou à une augmentation de degré d'humidité, fait alors baisser le facteur de sécurité, ce qui entraîne la rupture du remblai.

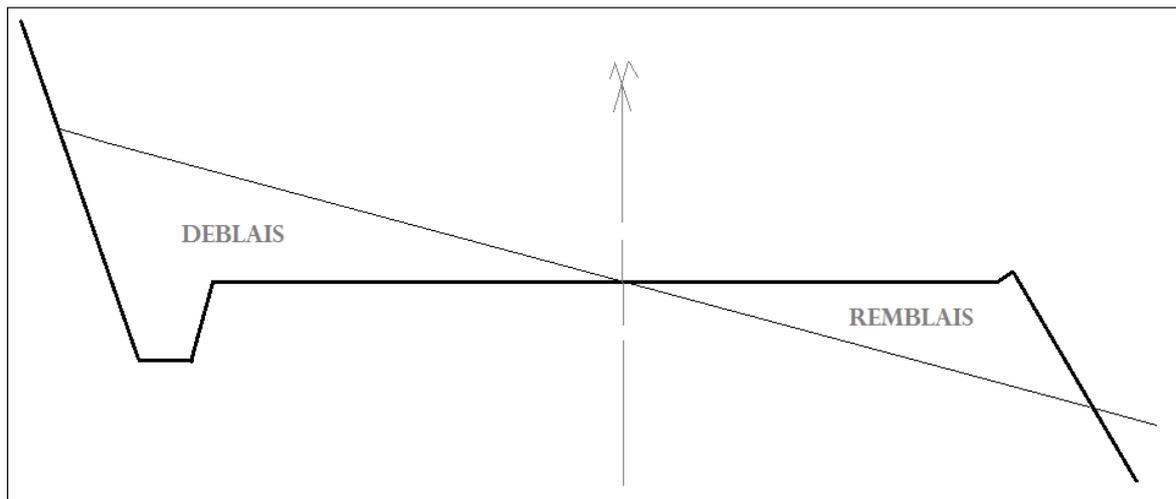


Figure II.13 : Exemple d'un profil mixte.

La rupture peut avoir deux origines :

a) Rupture de remblai par translation

Il est généralement provoqué par une accumulation d'eau dans la zone saturée. La résistance du frottement ou le contact entre grains sont réduits par une force de poussée. Le responsable de ce type de rupture est l'infiltration de l'eau de pluie ou de l'eau débordant d'un fossé mal entretenu dans le remblai.

b) Rupture du remblai par rotation ou affaissement

Il est provoqué par un suintement (écoulement très faible) au pied de remblai, sous l'effet de l'érosion régressive qui s'exerce sur la base non protégée du remblai entraîne la formation d'un front d'érosion vertical qui a tendance à s'affaisser. Cela peut déclencher une rupture complète du remblai (Cahiers FAO, 1994)

Conclusion

De nombreuses instabilités sont enregistrées au niveau de la route nationale RN24, comme les glissements, éboulements, affaissements et tassements. Elles évoluent irrégulièrement dans le temps et aggravent la situation de la route, les pouvoirs publics ont dépensé beaucoup d'argent pour le traitement de cette route.

Ces instabilités sont dues aux différents facteurs :

- L'eau qui est le facteur principal ;
- Activités humaines ;
- La lithologie et la morphologie du sol ;
- Les profils mixtes.

III.1. Introduction

Dans le cadre des études des glissements sur routes nationales, le BET EURL TECHNIC CONSEIL, a été sollicité pour entreprendre les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques du glissement de terrain survenu sur la route nationale N°24 au PK 200+200 situé dans la commune de Beni ksila (W) de Bejaia.



Figure III.1 : Situation de la zone d'étude.

III.1.1. Objet de l'étude

La présente étude géotechnique a pour objet :

- L'étude géologique et hydrogéologique du site ;
- Les caractéristiques géotechniques des sols en place ;
- La géométrie des couches sous-jacentes et du substratum ;
- Les niveaux piézométriques des formations aquifères ;
- La portance des sols, tassements et gonflements ;
- Les causes d'instabilité ;
- Déduire les solutions idoines de confortement et recommandations.

III.1.2. Situation géographique de la zone d'étude

Le secteur d'étude est situé à 54 Km du chef lieu de la wilaya de Bejaia, sur la côte littorale de la région d'Adekar.

Le site de glissement est localisé sur la RN 24 au PK 200+200 piedmont d'un versant de pente moyenne et présentant une topographie irrégulière.

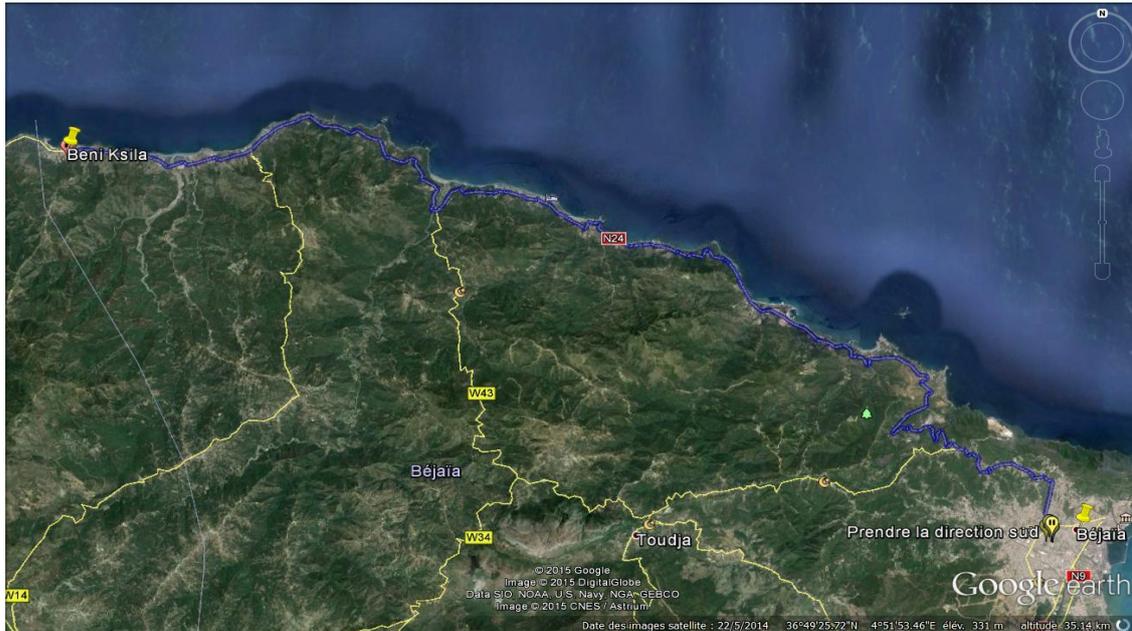


Figure III.2 : Situation géographique du site de glissement.

III.2. Géologie et géomorphologie régionale

III.2.1. Géologie régionale

Du point de vue géologique, la région de Bejaia appartient au domaine des babor occidentaux qui comprend :

- Le socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire tertiaire ;
- Les flyschs créacés qui affleurent de part et d'autre de la plaine ;
- Les formations post-nappes.(DTP, 2013).

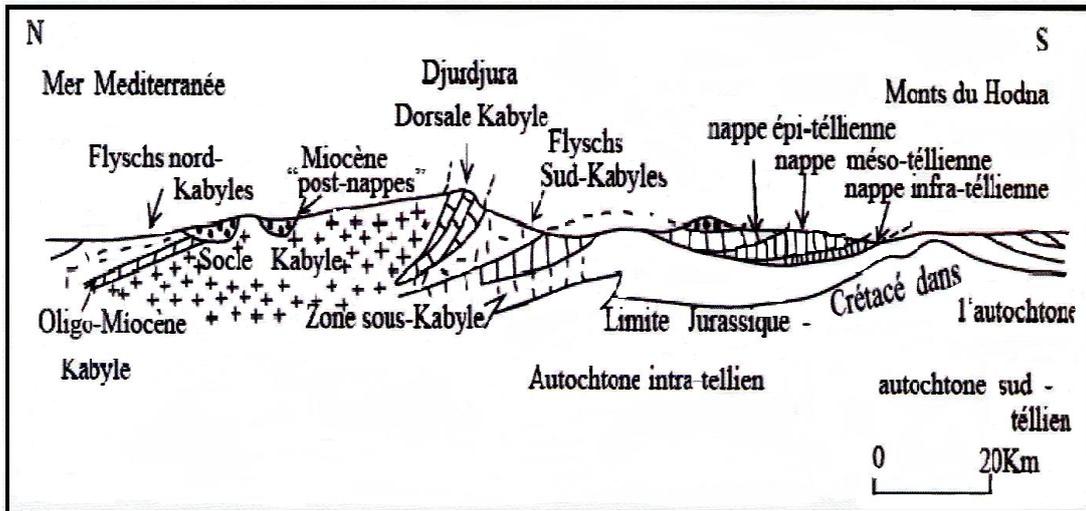


Figure III.3: Coupe schématique des grands ensembles structuraux de l'Algérie du Nord (DTP, 2013).

III.2.2. Géomorphologie régionale

Le site de glissement de point de vue géomorphologique est une surface topographique inclinée, située au pied d'un massif accidenté, ayant une pente moyen à levée, traversé par divers accidents, raviné par plusieurs thalwegs et surmonté par une colline (grès, marne gréseuses marno-calcaire), qui présente un relief irrégulier.

La morphologie du site résulte de certains facteurs :

- Nature lithologique liée à l'érosion différentielle des formations dures (calcaire, marno-calcaire et grés) et formations tendres (marne, pélites et argiles).
- Tectonique relative aux réseaux de fracturation, discontinuités et diaclases (DTP, 2013).

III.2.3. Hydrologie et hydrogéologie régionale

Les versants sont ravinés par de nombreux talwegs créant ainsi un chevelu hydrographique dense. Ces derniers constituent des couloirs naturels favorisant des ruissellements des eaux pluviales. Ces eaux pluviales provoquent des érosions régressives le long des talus des talwegs, provoquant ainsi des glissements et des chutes de pierres.

Après chaque sollicitation pluviométrique, les formations marno-argileuses qui dominent donnent naissance à des sources d'eau à faible débit qui tarissent rapidement en période des basses eaux. En période des hautes eaux ces poches d'eau souterraine peuvent provoquer des problèmes considérables.

III.2.4. Climat

De nombreux glissements de terrain dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, ils sont liés à des événements climatiques extrêmes tel que les précipitations fortes, suivi des températures estivales très élevées. La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

III.2.5. Températures

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux.

III.2.6. Sismicité de la région

La wilaya de Bejaia est zone de sismicité moyenne est classée **II-A** selon le règlement parasismique algérien (**RPA**); Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain :

Glissement de terrain, écroulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau, liquéfaction. Plusieurs de ces effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes.

La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes. Les données du DRAAG montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités.

III.2.7. Tectonique

La région de la vallée de la Soummam a connu une histoire tectonique très complexe, durant laquelle se sont succédés les phases tectoniques principales qui sont:

- 1) Une phase anti-nappes allant du Jurassique au Crétacé,
- 2) Une phase tangentielle au Miocène inférieur,
- 3) Une phase après le dépôt du Miocène post-nappes (DTP, 2013).

III.2.8. Géologie du site

La carte géologique de Bejaia, est caractérisée par la présence d'une écaille de socle formée de schistes satinés, à proximité du village Loubar, le socle chevauche la série flysch du Crétacé par l'intermédiaire d'un contact anormal à regard Nord.

La série flysch et conglomératique du Crétacé au niveau du village d'Oussama montre des structures plissées avec des cisaillements à vergence Sud sont le mouvement est à commander par des failles normales à regard Nord qui se sont développées à l'arrière du front de ce chevauchement.

Au niveau du village de Saket, le flysch numidien gréseux-argileux montre une structure en écailles à vergence Sud également.

A regard Nord on aura :

- Un contact anormal sur le flysch crétacé ;
- Des contacts cisailant dans la série flyschoides et à la base des calcaires lités du lias ;
- Un chevauchement sur les flysch du crétacé (DTP, 2013).

III.2.9. Hydrogéologie du site

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et les modalités d'écoulement des eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

Le massif rocheux fissuré accumule l'eau de pluie et alimente régulièrement une nappe qui circule dans les éboulis dont la matrice argileuse subit les effets d'altération par suite d'une diminution des propriétés physico-mécaniques (DTP, 2013).

III.2.10. Hydrologie du site

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent dans la mer.

Les pentes naturelles du site, sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies quelle que soit l'intensité des averses, seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement favorisent la stagnation des eaux.

III.3. Description du site de glissement

Le site de glissement est localisé sur un versant traversé par la RN 24 en laissant des talus sur les côtés aval et amont. C'est un glissement intense ayant affecté la chaussée par une rupture, des affaissements, des fissures longitudinales et des ondulations (figure III.4).



Figure III.4 : Vue de rupture de la chaussée.

Après, les fissures qui contribuent à augmenter la perméabilité du terrain, l'infiltration des eaux en développant des pressions hydrostatiques importantes et en agissant sur les propriétés physico-mécaniques du sol qui a causé la rupture de la chaussée.

Et sous l'effet des eaux

- Modifiant les caractéristiques physico-mécaniques du sous-sol.
- La forte pente et en absence de butée.

Les masses instables subissent un mouvement long vers le côté mer (vers le Nord).

III.4. Reconnaissance des sols

Sur le site le laboratoire LTNC et le laboratoire SOUMMAM ont réalisés :

- Trois (03) sondages carottés de 13 à 18 m de profondeur implantés dans la zone d'étude ;
- Quatre (04) autres sondages ont été déjà effectués par le laboratoire LTNC ;
- Un (01) sondage pressiométrique de 18 de profondeur ;

III.4.1. Sondages carottés



Figure III.5 : Implantation d'un point de sondage carottés.

Les sondages carottés ont été implantés sur la plate forme du glissement, montrent que le sous-sol du site est constitué de :

Sondage N°01

0.00– 2.00 m : remblais.

2.00– 4.00 m : éboulis à blocs à matrice argileuses.

4.00 – 8.00 m : argiles beiges graveleuses à caillouteuses.

8.00 – 13.00 m : argiles rougeâtre graveleuses à caillouteuses avec passage de blocs.

Sondage N°02

0.00 – 0.40 m : remblais.

0.40 – 2.40 m : marnes argileuses grisâtres.

2.40 – 6.00 m : marnes schisteuses altérées et friables.

6.00 – 13.00 m : marnes à marno-calcaires moyennement compactes à compactes à filon nets de calcaires.

Sondage N°03

0.00 – 4.00 m : remblais.

4.00 – 6.00 m : argiles graveleuses à caillouteuses à amas de marnes.

6.00 – 10.00 m : marnes schisteuses altérées et friables.

10.00 – 15.00 m : marnes schisteuses grisâtes moyennement compactes.

Tableau III.1 : Les résultats des sondages carottés.

N° S.C	Couche (m)	Nature	γ_d (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	W (%)	W _L (%)	W _P (%)	I _P
S.C 01	0.0 – 2.0	Remblais	15.60	17.90	14.30	-	-	-
	2.0 – 4.0	Eboulis à blocs à matrice argileuses.	18.80	21.20	12.40	-	-	-
	4.0 – 8.0	Argiles beiges graveleuses à caillouteuses.	18.30	20.40	10.89	-	-	-
	8.0 – 13	Argiles rougeâtre graveleuses à caillouteuses avec passage de blocs.	18.30	20.40	10.89	-	-	-
S.C 02	0.0 – 0.4	Remblais	15.60	17.90	14.30	-	-	-
	0.4 – 2.4	Marnes argileuses grisâtes.	17.70	20.30	14.66	47.91	24.84	23.07
	2.4 – 6.0	Marnes schisteuses altérées et friables.	20.00	22.20	10.65	40.09	23.99	16.10
	6.0 – 13	Marnes à marno-calcaires moyennement compactes	-	-	-	-	-	-
S.C 03	0.0 – 4.0	Remblais	15.60	17.90	14.30	-	-	-
	4.0 – 6.0	Argiles graveleuses à caillouteuses à amas de marnes	19.10	21.60	12.55	-	-	-
	6.0 – 10	Marnes schisteuses altérées et friables	18.30	20.40	10.89	52.02	26.90	25.12
	10 - 15	Marnes schisteuses grisâtes moyennement compactes	12.50	19.80	19.80	-	-	-

III.4.2. Sondages pressiométriques

Un sondage pressiométrique de 18 m de profondeur a été implanté à proximité des points de sondages carottés, afin d'établir une corrélation entre les résultats de l'essai pressiométrique et la lithologie du terrain.

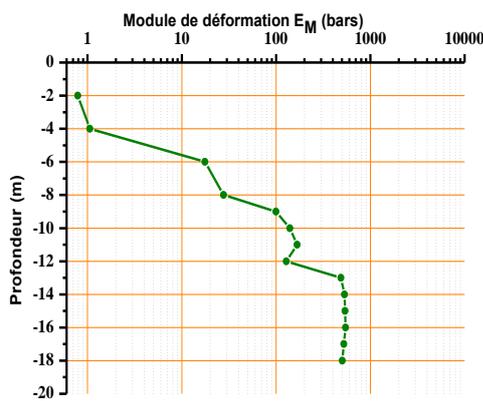
L'essai pressiométrique a été réalisé conformément aux dispositions de la norme NF P94-110. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module pressiométrique E_M .
- Pression de fluage P_f .
- Pression limite P_l .

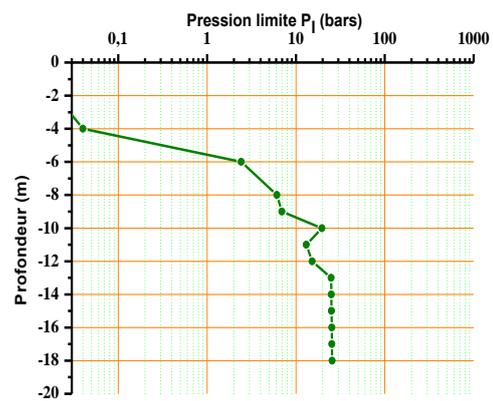
Les valeurs des pressions limites et modules pressiométrique sont insérés dans le tableau III.2 suivant :

Tableau III.2 : Valeurs des pression limites et module de déformation enregistré.

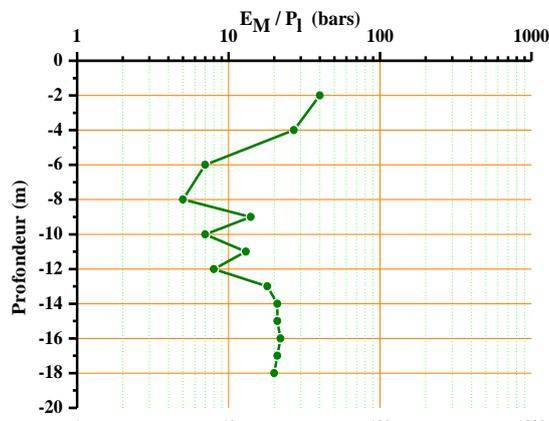
Profondeur (m)	Module de déformation E_M (bars)	Pression limite P_1 (bars)	E_M/P_1
2	0.79	0.02	40
4	1.06	0.04	27
6	17.58	2.42	7
8	27.70	6.11	5
9	99.84	6.96	14
10	140.33	19.6	7
11	167.34	13.08	13
12	128.47	15.21	8
13	488.12	24.92	20
14	531.16	25.06	21
15	538.41	25.19	21
16	545.41	25.31	22
17	523.74	25.42	21
18	503.38	25.65	20



a - Graphe : $E_M = f(z)$



b - Graphe : $P_1 = f(z)$



c - Graphe : $E_M/P_1 = f(z)$

Figure III.6 : Présentation graphique des résultats (E_M , P_1 , $E_M/P_1 = f(z)$).

- D'après les trois graphes de la figure III.6, le module Ménard E_M et la pression limite P_1 indiquent que la profondeur du bon sol est à partir de 14 m.
- Ces essais ont enregistré des valeurs moyennes de pressions limites le long de la profondeur investiguée.
- Les essais préssiométriques sont difficiles à effectuer suite aux problèmes d'éboulement des parois des trous de forage.

Conclusion

Le secteur étudié est situé à 54 Km de chef lieu de la wilaya de Bejaia, sur la côte littorale de la région d'Adekar. le site de glissement au PK 200+200 localisé sur un versant de pente élevée, traverse par la route nationale n°24 et présentant une topographie irrégulière. Le flanc instable constitué par une couverture de remblai, éboulis de pente et marne indurée reposant sur un substratum marno calcaire (compacte).

Pour la reprise de la section de la route touchée par un glissement de terrain intense, nous recommandant de fonder une butée constituée par un massif renforcé en géotextile.

IV.1. Application d'un mur en remblai renforcé par des géotextiles de polyester (PET)

Dans cette partie on s'intéresse au prédimensionnement du massif renforcé par géosynthétique et de la justification de sa stabilité.

IV.1.1. Paramètres de sol et des charges

D'après le rapport géotechnique, les caractéristiques des différents matériaux pris en considérations pour l'étude de dimensionnement, sont résumés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Caractéristiques de cisaillement de massif et sol support.

Sol	φ' [°]	c' [KPa]	γ [KN/m ³]
Matériau de remblai	36	10	21
Couche d'assise : marne compacte	25	120	22

On considère une surcharge de 15 KN/m² qui correspond à la surcharge de chantier pendant la phase de mise en œuvre.

IV.1.2 Type de géosynthétique utilisée

Le géotextile assure les fonctions de renforcement et de séparation. Il est utilisé pour les ouvrages en terre nécessitant de fortes pentes et en couche de fondation pour le renforcement des plates formes sous la chaussée et l'amélioration de la portance des sols.

IV.2. Prédimensionnement du massif

L'ouvrage est constitué de trois (3) massifs supportant la zone de glissement :

Le massif 01 de longueur de 20 m

H=16 m

La largeur de massif est donné par : $0.6H \leq L \leq 1.0 H$

$L = 0.6 H \Rightarrow L = 9.60 \text{ m}$

$0.2 \leq S_v \leq 0.8 \Rightarrow S_v = 0.3 \text{ m}$ (espacement entre les lits de renforcement).

Ont doit adopter une pente du parement au voisinage de 65°.

Sur le plan pratique, les pentes des talus sont définies suivant leur hauteur et leur largeur respectivement : 2/3, 1/1, 2/1. Ce rapport correspond à la tangente de l'angle formé par le talus avec l'horizontal.

Dans notre projet, on fixe une inclinaison du mur à 60°. Ce genre de soutènement ne nécessite pas un ancrage dans un sol compact d'une bonne portance car il a un comportement souple, donc il sera ancré à 2m de la couche de sol marne compacte.

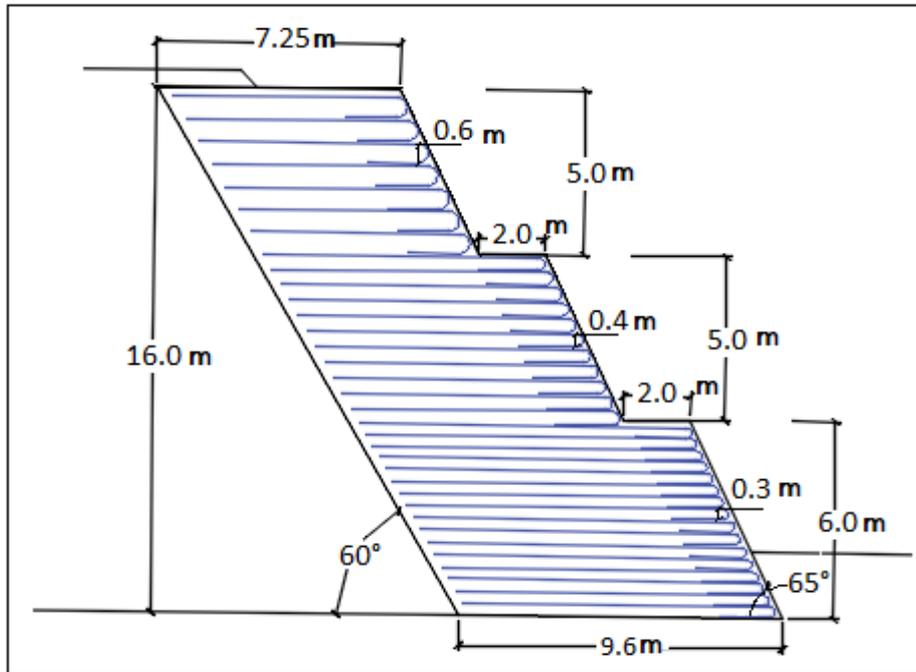


Figure IV.1 : Les données géométriques du massif renforcé.

IV.3. Stabilité externe

IV.3.1. Calculs des poussées

Le champ de contraintes de poussées derrière le massif à angle de talus ($\beta=0$) est donné par l'expression suivante :

$$\sigma_{ah}(z) = k_a \cdot \gamma \cdot z$$

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Les valeurs de la résultante des poussées du sol et de la surcharge sont données suivant ces formules :

$$Q_{aG} = 0.5 K_a \gamma h^2$$

$$Q_{aq} = k_q q h$$

k_a : coefficient de poussé des terres,

k_q : coefficient de poussé des surcharges,

z et h : la profondeur en (m),

σ_{ah} : contrainte horizontale,

q : surcharge.

Application

Le calcul de moment de renversement et de la force stabilisatrice aux Etats limites ultime (ELU)

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_u = (1.35 \times 4755.14) + (1.5 \times 738.53) = 7527.23 \text{ KN.m}$$

$$V_d = 1.35 \gamma v$$

Avec :

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.

v : volume de massif renforcé ($v = s \times 1$)

$$V_d = 1.35 \times 136.36 \times 21 = 3865.80 \text{ KN}$$

L'excentricité « e » est le rapport entre le moment renversant par la force stabilisatrice V_d .

$$e = M_u / V_d$$

$$e = 7527.23 / 3865.80 = 1.94 \text{ m}$$

ELS

$$M_s = M_G + M_Q$$

$$M_s = 4755.14 + 738.53 = 5493.67 \text{ KN.m}$$

$$V_d = 2863.56 \text{ KN}$$

$$e = 1.91 \text{ m}$$

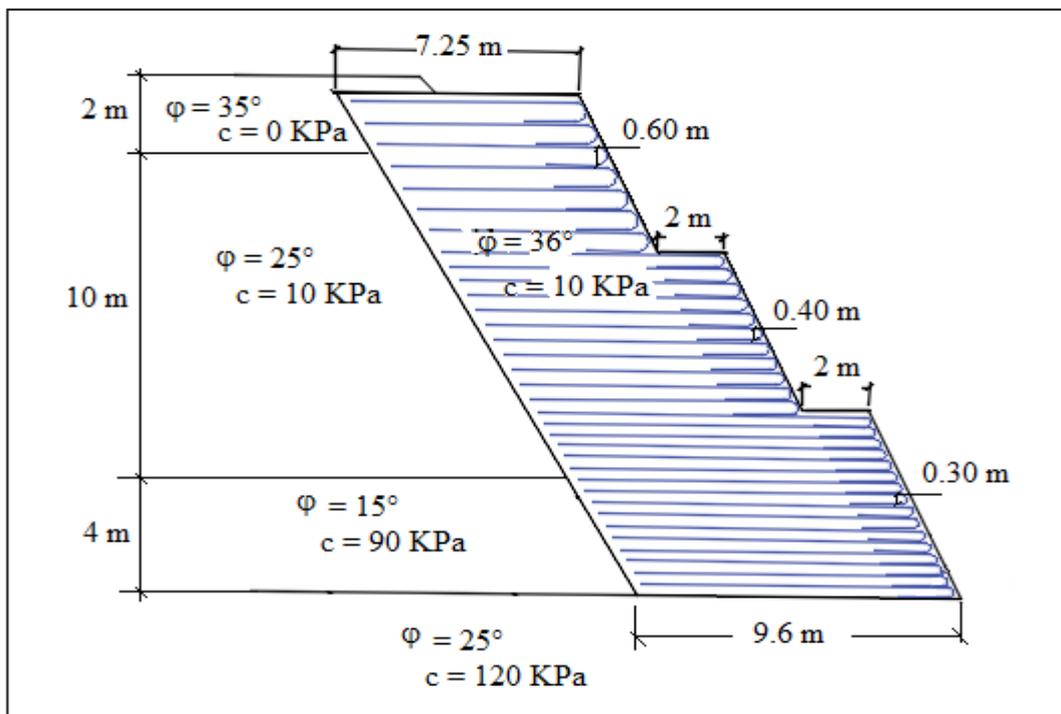


Figure IV.2 : Caractéristique mécanique du sol utilisé dans le modèle.

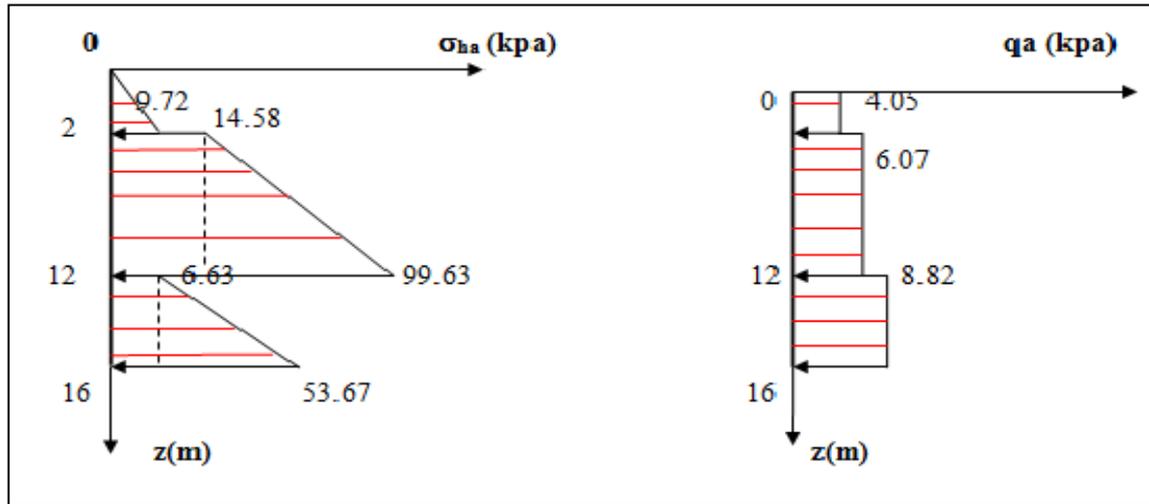
Tableau IV.2 : Poussées des terres sur le massif.

Couche	c (KPa)	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	K_a	σ_{ha} (KPa)	P_G (KN)	d (m)	M/O (KN.m)
0 < h ≤ 2	0	18	35	0.270	0	P1=9.72	14.66	142.5
2 < h ≤ 12	0	21	25	0.405	14.58	P2=145.8	9	1312.2
					99.63	P3=425.25	7.34	3121.34
12 < h ≤ 16	90	20	15	0.588	6.63	P4=26.52	2	53.04
					53.67	P5=94.08	1.34	126.07
						701.34	/	4755.14

Tableau IV.3 : Poussé dû à la surcharge

Couche	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	K_q	q_a (KN/m ²)	P_Q (KN)	d (m)	MQ/o (KN.m)
$0 < h \leq 2$	18	35	0.27	4.05	8.1	15	121.5
$2 < h \leq 12$	21	25	0.405	6.07	60.75	9	546.75
$12 < h \leq 15$	20	15	0.588	8.82	35.28	2	70.28
					98.13	/	738.53

Diagrammes des poussées



(a) Poussée du sol.

(b) Poussée de la surcharge.

Figure IV.3 : Diagramme de poussée active sur le massif.

IV.3.2. Calcul de la capacité portante du sol

Pour avoir une capacité portante du sol de fondation de l'ouvrage renforcé est suffisante, on doit vérifier l'inégalité suivant :

$$q_{ref} \leq q_{adm}$$

IV.3.2.1. Portance à partir de la méthode pressiométrique

Les résultats de l'essai pressiométrique permettent de calculer la capacité portante du sol par les expressions suivantes :

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* + q_0$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=0}^n P_{li}^*}$$

$$q_{adm} = (q_u - q_0) / F_s + q_0$$

Avec :

q_{ref} : contrainte de référence,

q_{adm} : contrainte admissible,

P_{le}^* : représente la pression limite nette équivalente du sol sous la base de la fondation,

F_s : coefficient de sécurité : (ELU=2 ; ELS=3) selon le fascicule 62 Titre V.

Chapitre IV Dimensionnement et justification de stabilité de l'ouvrage

La justification de la fondation de l'ouvrage renforcé en géotextile vis-à-vis de certains états-limites est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence noté q_{ref} . Cette contrainte est définie selon la norme NF P94-270 par l'expression suivante :

$$q_{ref} = \frac{V_d}{B-2e} \text{ quand } 0 < e < B/4$$

Avec :

B : largeur de la base du massif,

Valeurs du coefficient de portance

La valeur de coefficient de portance K_p est calculée selon la nature de sol de la couche d'assise de l'ouvrage, d'après l'interprétation des résultats pressiométrique, la couche d'assise est une marne compacte, donc la valeur de coefficient de portance K_p selon le fascicule 62 Titre V est donnée suivant l'expression suivant : $K_p = [1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$

La hauteur d'encastrement D_e est définie conventionnellement à partir de la hauteur D contenue dans le sol et du type d'essai utilisé, elle est définie à partir de l'essai pressiométrique par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{1e}^*} \int_0^D P_{1^*}(z) dz = \frac{1}{P_{1e}^*} \sum_{i=0}^D P_{1i}^* \Delta z_i$$

Application

Le tableau IV.4 résume les différentes valeurs des pressions (pression limite P_1 , pressions des terres au repos P_0 , pressions limite corrigé P_1^*) en fonction de la profondeur z, calculées à partir les formules suivantes :

$$P_1^* = P_1 - P_0$$

$$P_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Tableau IV.4 : Valeurs des pressions limites nettes pl^*

Z (m)	2	4	6	8	10	12	13	14	15	16	17	18
P_0 (bars)	0.18	0.42	0.63	0.84	1.05	1.26	1.13	1.40	1.50	1.68	1.87	1.98
P_1 (bars)	0.02	0.04	2.42	6.11	6.96	19.60	13.08	15.21	24.92	25.19	25.31	25.42
P_1^* (bars)	/	/	1.79	5.25	5.91	18.34	11.95	13.83	23.42	23.51	23.44	23.05

$$P_{1e}^* = 23.33 \text{ bars}$$

$$D_e = 2 \text{ m}$$

$$K_p = [1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \frac{9.6}{1}) \frac{2}{9.6}] = 1.23$$

$$q_0 = 20 \times 2 = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (23.33 \times 1.23) + 0.4 = 29.09 \text{ bars}$$

Vérification selon la norme NF P94 270

$$\text{(ELU)} : q_{adm} = 14.75 \text{ bars}$$

$$V_d = 3865.80 \text{ KN}$$

$$e < B/4 \Rightarrow 1.94 \text{ m} < 2.4 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 8.9 \text{ bars}$$

$$q_{\text{ref}} = 6.75 \text{ bars}$$

$$q_{\text{ref}} \leq q_{\text{adm}} \Rightarrow 6.75 \text{ bars} < 14.75 \text{ bars}$$

$$(\text{ELS}) : q_{\text{adm}} = 9.96 \text{ bars}$$

$$V_d = 2863.56 \text{ KN}$$

$$e < B/4 \Rightarrow 1.91 \text{ m} < 2.4 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 6.54 \text{ bars}$$

$$q_{\text{ref}} = 4.95 \text{ bars}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}} \Rightarrow 4.95 \text{ bars} < 9.96 \text{ bars}$$

Aucun risque de poinçonnement du sol d'assise.

IV.3.3. Vérification du glissement

$$F_s = \frac{R(\text{forces résistantes})}{M(\text{forces motrices})}$$

a) Vérification selon le fascicule n° 62- Titre V

$$H_u \leq \frac{V_d \tan \varphi}{\gamma_{g1}} + \frac{c' \cdot A'}{\gamma_{g2}}$$

$$H_u = 1.35 \Sigma G_i + 1.5 Q_i$$

Avec les notions suivantes :

- H_d et V_d : composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation du massif,
- A' : surface comprimée,
- c' et φ' : cohésion et angle de frottement interne du sol,
- $\gamma_{g1} \gamma_{g2}$: coefficients pris égal à 1.2 et 1.5 respectivement.
- ΣG_i : force de poussée due au poids propre,
- Q_i : force de poussée due à la surcharge.

$$A' = B' \times 1 \text{ (surface comprimée)}$$

$$B' = B - x$$

Avec :

$$X = \frac{|\sigma_{\min}|}{|\sigma_{\min}| + \sigma_{\max}} B \quad \text{et} \quad \sigma_{\min}^{\max} = \frac{V_d}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

Application

$$H_u = 1.35 \times 701.34 + 1.5 \times 156.19 = 1103 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = 8.90 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\min} = -0.85 \text{ bars}$$

$e > B/6$ donc il existe un soulèvement de la base B de distance appelé « x »

$x = 0.0875 B \Rightarrow x = 8.75\% B < 25\% B$, donc le soulèvement est acceptable en vertu de fascicule 62 Titre V.

$$x = 0.84 \text{ m}$$

$$A' = 8.76 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{3865.80 \times \tan 25}{1.2} + \frac{120 \times 8.76}{1.5} = 2203.01 \text{ KN}$$

$$F_s = 2203.01/1103 = 1.99 > 1.5$$

La stabilité au glissement sur la base de l'ouvrage est assurée.

b) Vérification selon NF P94 270

On doit démontrer que la stabilité au glissement sur la base d'un ouvrage en sol renforcé est assurée en considérant le volume de sol renforcé comme un bloc monolithe. On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

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

Où

H_d est la valeur de toutes les forces de poussée qui agissent sur le massif renforcé ;

R_d est la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement sur le terrain ;

$R_{p,d}$ est la valeur de calcul de la réaction frontale ultime s'opposant à toutes les force de poussée.

Pour être en sécurité on va prendre $R_{p,d} = 0$ parce qu'il a une possibilité que le sol situé devant l'ouvrage soit enlevé, par l'érosion ou des activités humaines, au cours de sa durée d'utilisation.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R,h}} \text{ Min } (V'_k \tan \varphi'_{1;k} + B c'_{1;k} ; V'_k \tan \varphi'_{3;k} + B c'_{3;k})$$

V'_k est la composant normale à la base de l'ouvrage renforcé due ou poids du massif ;

$\gamma_{R,h}$ est le facteur partiel pour la résistance ultime au glissement sur le terrain de fondation égale à 1.1 ;

$\varphi'_{1;k}$, $C'_{1;k}$ angle de frottement interne et de la cohésion en condition drainé du sol du massif renforcé ;

$\varphi'_{3;k}$, $C'_{3;k}$ sont celles du terrain de fondation.

Application

$$H_d = 1103 \text{ KN}$$

$$R_d = \frac{1}{1.1} \text{ Min } (3865.80 \times \tan 36 + 9.6 \times 10 ; 3865.80 \times \tan 15 + 9.6 \times 120)$$

$$R_d = \frac{1}{1.1} \text{ Min } (2904.66 ; 1035.85)$$

$$R_d = \text{Min } (2640,06 ; 941,68)$$

$$R_d = 941.68 \text{ KN}$$

$$H_d = 1103 \text{ KN} \leq R_d = 941.68 \text{ KN}$$

La condition de non glissement est vérifiée selon la norme NF P 94-270.

IV.3.4. Stabilité vis-à-vis au renversement

Le massif tend à se renversé par les moments de renversement dus aux poussées des terres sur le massif, mais les moments stabilisateurs dus aux poids de massif, résiste et empêche le renversement. Si le coefficient de sécurité vis-à-vis au renversement $F_s > 1.5$, qui est définis par l'expression suivant :

$$F_s = \frac{\Sigma \text{ moment résistant}}{\Sigma \text{ moment motrices}}$$

IV.3.4.1. Calcul de moment résistant M_S

Le massif se comporte comme un bloc monolithique, alors :

$$\Sigma M_R = \Sigma W_i d_i$$

$$W_i = \gamma v_i \text{ (poids de massif)}$$

d : bras de levier

Application

La masse volumique de matériau de remblai (TVO fluvial) : $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$

Tableau IV.5 : Résultats de moment résistant.

Massif	$V_i \text{ (m}^3\text{)}$	$W_i \text{ (KN)}$	$d_i \text{ (m)}$	$M_{i/O} \text{ (KN.m)}$
1	59.61	1251.81	4.8	6008.68
2	42.72	897.12	8.92	8002.31
3	35.18	738.78	12.53	9256.91
			ΣM_R	23267.90

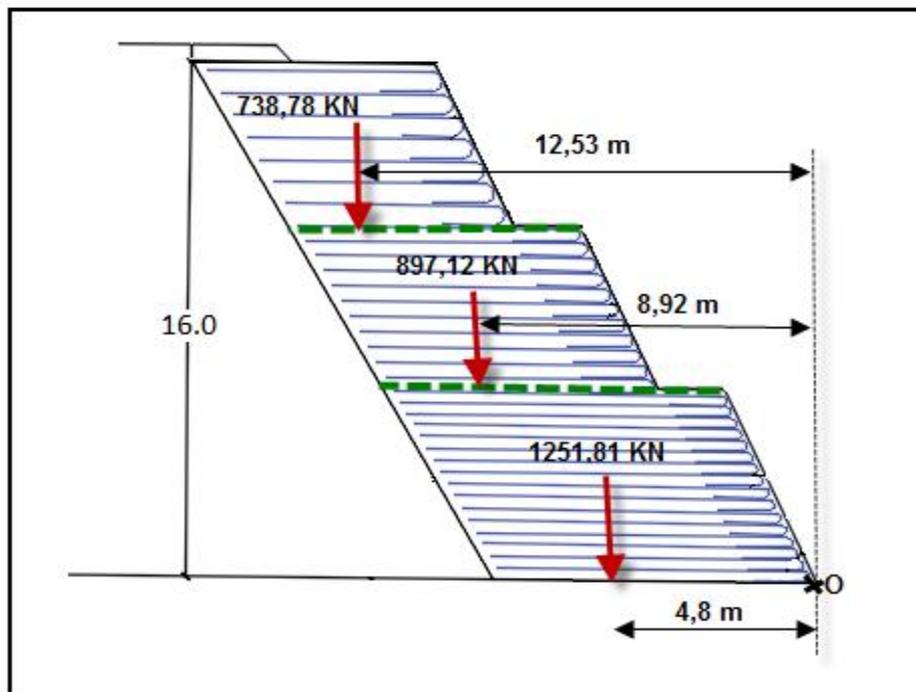


Figure IV.4 : Représentation des forces stabilisatrices.

IV.3.4.2. Calcul de moment de renversement (motrice) M_r

D'après les tableaux IV.2 et IV.3, on a :

$$M_G = 4755.14 \text{ KN.m et } M_Q = 738.53 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

$$M_r = (1.35 \times 4755.14) + (1.5 \times 738.53) = 7527.23 \text{ KN.m}$$

Alors la valeur de coefficient de sécurité F_s égale à :

$$F_s = 23344.21 / 7527.23 = \mathbf{3.09} > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement du mur est vérifiée.

IV.4. Stabilité générale

La stabilité générale du site où il est prévu à construire un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée même pendant les phases de construction une fois l'ouvrage est achevé, alors on doit vérifier que les surfaces du glissement de rupture potentiel qui engendre le massif renforcé, l'ensemble des actions qui tendent à glisser le massif limité par cette surface équilibré par la résistance au cisaillement du sol.

Pour déterminer le coefficient de sécurité, il faut chercher le cercle donnant la valeur minimale de F_s ou il y a risque de la rupture.

Des modèles de calcul basés sur la méthode des tranches dite Fellenius pour identifier les mécanismes de rupture les plus défavorables.

Méthode des tranches de Fellenius

$$\left. \begin{array}{l} A = W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi \\ B = c_i \cdot b_i / \cos \alpha_i \\ W_i = \gamma_h \cdot S_i \\ D = W_i \cdot \sin \alpha_i \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ F_s = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{c_i \cdot b_i}{\cos \alpha_i} + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi}{W_i \cdot \sin \alpha_i} = \frac{\sum_{i=1}^N B_i + A_i}{D_i} \right.$$

Tel que :

W_i : poids d'une tranche

α_i : tangent de la limite de surface de glissement

φ : Angle de frottement

c_i : cohésion interne de la couche

La justification de la stabilité générale du massif renforcé (figure IV.5) «cercle 1» est la justification de la géométrie du massif vis-à-vis du glissement potentielle par grand glissement, englobant le massif renforcé. Comme la couche d'assise du massif est une marne compacte, alors il est impossible d'avoir des ruptures sous l'ouvrage.

Principe de calcul

On doit vérifier l'inégalité suivante satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges:

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

Avec :

$T_{dst;d}$: effet déstabilisant qui agissent sur le massif limité par la surface de glissement étudié ;

$R_{st;d}$: effet stabilisant ultime mobilisé le long de la surface de glissement correspondante ;

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

$\gamma_{R,d} = 1.1$ (selon NF P 94-270).

Application

Le tableau IV.6, résume les valeurs des effets stabilisants et déstabilisants.

Tableau IV.6 : Résultats de cercle n°1 de la figure V.5.

N°	Caract. du sol	c _i (KPa)	b _i (m)	α _i (°)	W _i (KN/m)	B (KN/m)	A (KN/m)	D (KN/m)
1	γ _h = 21 (KN/m ³) c = 90 (KPa) φ = 15 (°)	90	1	11	24.99	91.68	17.82	4.76
2		90	1	07	74.34	90.67	53.61	9.06
3		90	1	05	121.59	90.34	88.01	10.59
4		90	1	02	137.55	90.05	99.88	4.8
5		90	1	00	139.23	90.00	101.16	0
6		90	1	04	169.68	90.22	122.98	11.84
7		90	1	08	222.39	90.88	160.00	30.95
8		90	1	10	239.19	91.38	171.15	41.53
9		90	1	12	236.04	92.01	167.75	49.07
10		90	1	15	251.16	93.17	176.27	65.00
11		90	1	19	291.27	95.18	200.11	94.83
12		90	1	22	320.67	97.06	216.03	120.13
13		90	1	25	315.21	99.30	207.57	133.21
14		90	1	28	305.34	101.93	195.89	143.35
15	γ _h = 21 (KN/m ³)	10	1	32	294.21	11.79	116.34	155.91
16	10	1	35	281.19	12.20	107.43	161.28	
17	c = 10 (KPa)	10	1	39	268.17	12.86	97.20	168.76
18	10	1	43	259.98	13.67	88.68	177.31	
19	θ = 25 (°)	10	1	47	223.47	14.66	71.08	163.43
20	γ _h = 19.5 (KN/m ³)	10	1	51	202.41	15.89	59.41	157.30
21	10	1	59	177.84	19.42	42.72	152.44	
22	c = 10 (KN/m ²)	10	1	62	148.01	21.30	32.41	130.68
23	θ = 25°	10	1	69	109.78	27.90	18.35	102.48
24	γ _h = 18 (KN/m ³) θ = 35 (°)	00	1,1	81	47.16	00.00	0.28	2.58
Total =						2817.12		2090.57
						F_s = 1.35		

$$T_{dst;d} = 2091.33 \text{ KN/m}$$

$$R_{st;d} = 2906.23 \text{ KN/m}$$

$$R_{st;d} / \gamma_{R,d} = 2642.02$$

$$2091.33 < 2642.02$$

Remarque

La stabilité générale de l'ouvrage de la surface de glissement (cercle1) est assurée.

En condition normale, Fellenius propose aussi un seuil égale à 1.25, alors on est en sécurité (F_s=1.35).

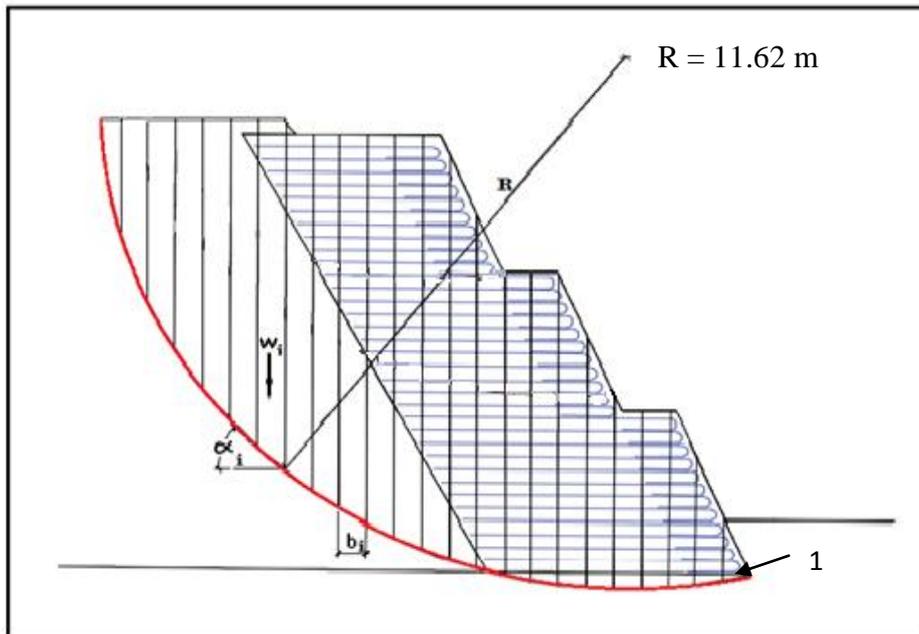


Figure IV.5 : Cercle de glissement vérifié analytiquement.

IV.5. Stabilité interne

La procédure de calcul de la stabilité interne consiste à déterminer la géométrie de la ligne des tractions maximales, ensuite à déterminer les valeurs de calcul de l'effort de traction $T_{max;d}$ et de l'effort de traction au point d'accrochage au parement $T_{par;d}$ au chaque lits de renforcement.

IV.5.1. Résistance structurelle d'un lit de renforcements

On doit vérifier que les inégalités suivantes pour tout les cas de charge et de combinaisons de charges :

Au point de traction maximale : $T_{max;d} \leq R_{tc;d}$

- $T_{max;d}$: effort de traction maximale de lit de renforcement
- $R_{tc;d}$: résistance ultime de traction du lit de renforcement

D'autre part, à l'attache au parement :

$$T_{par;d} \leq R_{ta;d}$$

- $T_{par;d}$: effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement ;
- $R_{ta;d}$: résistance ultime de traction du lit de renforcement d'attache.

IV.5.2. Déterminer la géométrie de la ligne de traction

$$\rho = 1 - \frac{\eta_1}{90^\circ - \varphi_{1k}^\circ} \quad , \quad \varphi_{1k} = 36^\circ ; \eta_1 = 25^\circ$$

$$L_p = 0.3\rho H$$

Où : L_p est la longueur de la zone passive.

Application

$$H = 16\text{m} \Rightarrow L_p = 2.57\text{m}.$$

Remarque

L'effort de traction maximale est situé à la base du parement.

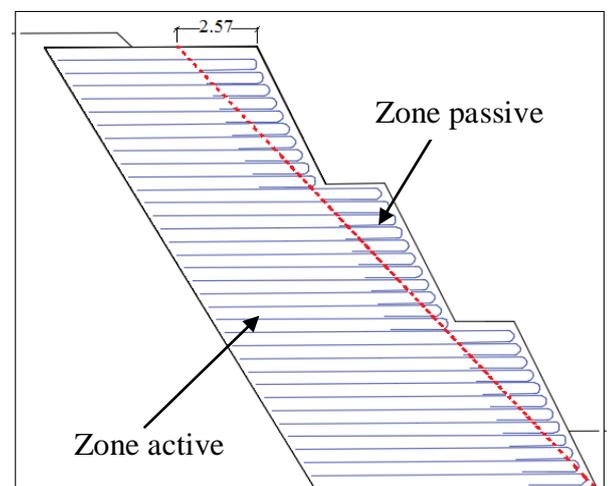


Figure IV.6 : géométrie de la ligne de traction.

IV.5.3. Choix du géosynthétique de renforcement

Le choix du type de géosynthétique de renforcement et ses caractéristiques dépend des caractéristiques de l'ouvrage et de remblai.

Le matériau de remblai est de grandes majorités des sols naturels. D'après l'annexe F, normative, de la norme NF P 94-270, le pH du remblai est compris entre 4 à 9.

IV.5.4. Calcul de la traction maximale

Le calcul de la traction maximale permet de déterminer le choix de géosynthétique, dans notre cas nous allons calculer la traction maximale sollicitant les renforcements en géotextile à une profondeur z et cela suivant la norme NF P94-270.

$$T_{\max;d} = \sigma_{h;d} S_v$$

$$\sigma_{h;d} = k\sigma_{v;d} + \sigma_{hq;d}$$

$$\sigma_{v;d} = \frac{R_{v;d}(z)}{L(z) - 2e} + \sigma_{vq;d}(z) \quad \text{avec : } e = \frac{M_d(z)}{R_{v;d}(z)}$$

Détermination du coefficient K

K dépend de la profondeur z du lit de renforcement considéré

$$\text{Si } z \leq z_0 \Rightarrow K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right].$$

$$\text{Si } z > z_0 \Rightarrow K(z) = \Omega_1 K_a$$

$$\text{Avec : } z_0 = 6\text{m}, \Omega_1 = 1, K_a = 0.26$$

Dans notre cas : z = 16 m donc k=0.26

$$\sigma_{hq;d} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$S_v = 0.3 \text{ m}$$

Application

$$R_{v;d}(16) = v_d = 2863.56 \text{ KN}$$

$$\sigma_{v;d} = \frac{2863.56}{9.6 - 2 \times 1.9} + 15 = 508.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{h;d} = 132.26 \text{ KN/m}^2.$$

$$T_{\max} = 39.68 \text{ KN/m}.$$

Le tableau IV.7, résume les différentes valeurs des espacements et de la traction de la nappe la plus sollicitée.

Tableau IV.7 : Valeurs de traction maximale et espacements des nappes.

Z (m)	T _{max} (KN/m)	S _v (m)
0 – 5	20.53	0.6
5 – 10	27.20	0.4
10 - 16	39.68	0.3

Le choix de l'espacement des nappes dépend de la valeur de traction maximal T_{max} , on peut fixer la valeur d'espacement à 0.3 m pour tout l'ouvrage, mais l'aspect économique de projet ne permet pas une perte d'argent si la stabilité interne est vérifiée pour les espacements S_v de 0.4 m et 0.6 m.

IV.5.5. Calcul des résistances ultimes de traction

Le calcul de la résistance ultime de traction se base sur le cas de la nappe la plus sollicitée qui est située à la base. La résistance ultime de calcul est donnée par l'expression suivante :

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

Avec :

ρ_{end} , ρ_{flu} et ρ_{deg} sont des coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance ;

$\gamma_{M;t}$: est le facteur partiel de matériaux pris égale à 1.25 ;

$R_{t;d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime à traction;

$R_{t;k}$: est la résistance en traction, caractéristique du produit.

Valeurs des coefficients de réduction

- Dans notre cas, les conditions de mise en œuvre sont sévères, donc $\rho_{end} = 0.67$.

Tableau IV.8 : Valeurs forfaitaires du coefficient ρ_{end} (NF P94-270).

Condition de mise en œuvre	Peu sévères	Moyennement sévères	Sévères	Très sévères
Coefficient ρ_{end}	0.87	0.80	0.67	0.40

- Le type de géotextile à utiliser est un géotextile polyester (PET), donc d'après le Tableau IV.9 la valeur de ρ_{flu} est prise égale à 1/3.

Tableau IV.9 : Valeurs par défaut de ρ_{flu} en absence d'essai de fluage.

Polymères	PET, PA	PEHD	PP
Valeurs forfaitaires de ρ_{flu}	1/3	1/5	1/6

- Le coefficient de dégradation ρ_{deg} dépend du potentiel hydrogène (pH) du remblai et la classe de durée d'utilisation. Dans notre cas, nous allons utiliser un remblai de $4 < \text{pH} < 8$ dont la grande majorité des sols sont naturels et de classe 4, alors la valeur de $\rho_{deg} = 0.83$ (Tableau IV.10).

Tableau IV.10 : Valeurs par défaut du coefficient ρ_{deg} (NF P 94-270)

pH	Classe de durée d'utilisation	PET	PEHD / PP	PA
4 < pH ≤ 8	1 à 3	0.95	0.95	0.90
	4 ou 5	0.83	0.77	-
8 < pH ≤ 9	1 à 3	0.90	0.95	0.90
	4 ou 5	0.77	0.77	-

Application

$$300 : R_{t;d} = 0.67 \times 0.33 \times 0.83 \times 300 / 1.25 = \mathbf{44.04 \text{ KN/m}}$$

$$200 : R_{t;d} = 0.67 \times 0.33 \times 0.83 \times 200 / 1.25 = \mathbf{29.36 \text{ KN/m}}$$

$$150 : R_{t;d} = 0.67 \times 0.33 \times 0.83 \times 150 / 1.25 = \mathbf{22.02 \text{ KN/m}}$$

$$T_{\max;d} \leq T_{tc;d} \Rightarrow \mathbf{39.68 \text{ KN/m}} < \mathbf{44.04 \text{ KN/m}}$$

Donc c'est vérifié

Dans notre cas, c'est le géotextile d'une résistance de 300 KN/ml, que nous allons utiliser pour le renforcement du massif.

IV.5.6. Calcul des efforts au point d'attache au parement

La valeur de calcul de l'effort de traction au parement $T_{\text{par};d}$ dans le lit de renforcement le plus sollicité qui est situé à la base du massif, par mètre de parement, est égale à :

$$T_{\text{par};d(z)} = (K\alpha\sigma_{v;d(z)} + \sigma_{\text{hq};d(z)}) S_v$$

où :

α : dépend de la flexibilité du système de parement et de la position de la ligne des tractions maximales

- $\alpha_0 = 0.75$ pour les systèmes de parement flexibles.

Application

$$\sigma_{v;d} = 508.71 \text{ KN/m}^2, k_a = k = 0.26, \sigma_{\text{hq};d} = 0 \text{ KN/m}^2, S_v = 0.3 \text{ m}$$

$$T_{\text{par};d} = (0.26 \times 0.75 \times 508.71 + 0) \times 0.3 = 29.76 \text{ KN/m.}$$

IV.5.7. Résistance structurelle de parement

Pour démontrer que le parement de notre ouvrage supportera la charge de calcul, on doit vérifier qu'au niveau de lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite :

$$\sigma_{\text{par};d} \leq R_{\text{par};d}$$

Avec :

$$R_{\text{par};d} = \frac{T_{\max}}{S_v \times 1}$$

Où :

$\sigma_{\text{par};d}$: contrainte moyenne appliquée au parement ;

$R_{\text{par};d}$: résistance ultime de parement.

Application

$$R_{\text{par};d} = 39.68 / 0.3$$

$$R_{\text{par};d} = 132.26 \text{ KN/ m}^2$$

IV.5.8. Calcul des efforts appliqués au parement

Il convient de déterminer la valeur de calcul de l'effort appliqué au parement considéré par l'expression suivante :

$$\sigma_{\text{par};d} = \frac{T_{\text{par};d(z)}}{S_v}$$

Application

$$\sigma_{\text{par;d}} = 29.76 / 0.3 = 99.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{par;d}} = 99.2 \text{ KN/m}^2 < R_{\text{par;d}} = 132.26 \text{ KN/m}^2$$

Alors la résistance de parement est vérifiée à la base de la fondation de hauteur de 16 m.

IV.5.9. Résistance à l'arrachement

Le calcul de la résistance d'ancrage est conditionné par la valeur de la contrainte verticale σ_v sur la longueur ancrée dans la partie passive du massif, il convient de vérifier la nappe la plus tendue (sollicitée).

L'effort d'arrachement limite est donné par la formule suivante :

$$T_{\text{al}} = 2 \cdot A \cdot \sigma_v \cdot \tan \varphi_{\text{gs}}$$

Le frottement limite à la rupture entre le sol et le géotextile est donné par :

$$\tan \varphi_{\text{sol}} = k \tan \varphi_{\text{sol}}$$

Où :

φ_{gs} : Angle de frottement sol géotextile ;

k : Coefficient de corrélation égale à 0.8 ;

Angle de frottement interne du sol $\varphi_{\text{sol}} = (45 - \varphi/2)$

Application

$$\varphi_{\text{sol}} = (45 - 36 / 2) = 27^\circ$$

$$\tan \varphi_{\text{sol}} = 0.8 \times \tan 27 = 0.4$$

$$T_{\text{al}} = 2 \times 9.6 \times 0.4 \times 351 = 2695.68 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction dans la nappe la plus sollicitée est calculé précédemment, égale à 39.68 KN/ml

$$F = 2695.68 / 39.68 = 67$$

$F > 1.5$ alors la résistance de l'arrachement est vérifiée.

IV.6. Stabilité mixte

La stabilité mixte du massif renforcé (figure IV.7) cercles 2 et 3, est la justification de la distribution des renforcements et de la géométrie du massif vis-à-vis de lignes de glissement potentielles par grand glissement qui interceptent et/ou longent au moins un des lits de renforcement. Il concerne à la fois la géométrie du massif ainsi que les renforcements.

Principe de calcul

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

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

Avec :

$T_{\text{dst;d}}$: Effets déstabilisant qui agissent sur le bloc étudié,

$R_{\text{st;d}}$: Effet stabilisant des actions qui s'oppose au glissement du bloc étudié,

Chapitre IV Dimensionnement et justification de stabilité de l'ouvrage

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

$\gamma_{R,d} = 1.1$ (selon la norme NF P 94-270).

Pour la vérification analytique des cercles de glissement pour deux surfaces choisis cercle n°2 et n°3 (figure IV.7).

Application

On applique la méthode des tranches de Fellenius

Les deux tableaux suivant résumant les valeurs des effets déstabilisant et stabilisant :

Tableau IV.11 : Résultats de calcul de cercle n°2 de la figure IV.5

N°	Caract. du sol	c_i (KPa)	b_i (m)	α_i (°)	W_i (KN/m)	B (KN/m)	A (KN/m)	D (KN/m)
1	$\gamma_h = 21$ (KN/m ³) $c = 10$ (KPa) $\varphi = 36^\circ$	10	1	3	19.95	10.01	14.47	1.04
2		10	1	1	71.4	10.00	51.87	1.24
3		10	1	3	94.08	10.01	68.28	4.92
4		10	1	7	92.19	10.07	66.48	11.23
5		10	1	10	110.67	10.15	79.19	19.22
6		10	1	13	152.46	10.26	107.93	34.29
7		10	1	16	183.96	10.40	128.48	50.70
8		10	1	20	180.60	10.64	123.31	61.76
9		10	1	24	173.04	10.95	114.86	70.38
10		10	1	27	164.01	11.22	106.18	74.45
11		10	1	31	153.30	11.66	95.47	78.95
12		10	1	34	80.22	12.06	48.32	44.85
13		10	1	38	137.34	12.69	78.63	84.55
14		10	1	42	120.75	13.45	65.20	80.79
15	$\gamma_h = 21$ (KN/m ³) $c = 10$ (KPa) $\varphi = 25^\circ$	10	1	47	94.18	14.66	29.95	68.87
16	$\gamma_h = 18$ (KN/m ³) $c = 0$ $\varphi = 35^\circ$	0	1	52	67.68	16.24	29.18	53.33
17		0	1	57	44.46	18.36	16.95	37.28
18		0	1	64	15.84	22.81	4.86	14.24
Total =						1455.23		792.09
Total =						F_s = 1.84		

$$T_{dst;d} = 792.09 \text{ KN/m}$$

$$R_{st;d} = 1455.23 \text{ KN/m}$$

$$R_{st;d} / \gamma_{R,d} = 1322.93 \text{ KN/m}$$

$$792.09 < 1322.93$$

La stabilité mixte de l'ouvrage de la surface de glissement (cercle n°2) est assurée.

Tableau IV.12 : Résultats de calcul de cercle n°3 de la figure IV.7.

N°	Caract. du sol	c_i (KPa)	b_i (m)	α_i (°)	W_i (KN/m)	B (KN/m)	A (KN/m)	D (KN/m)
1	$\gamma_h = 21$ (KN/m ³) $c = 10$ (KPa) $\varphi = 36^\circ$	10	1	10	21.63	10.15	15.47	3.75
2		10	1	5	70.98	10.04	51.37	6.18
3		10	1	0	108.99	10.00	79.19	0.00
4		10	1	5	111.93	10.04	81.02	9.75
5		10	1	10	110.04	10.15	78.74	19.11
6		10	1	15	106.26	10.35	74.57	27.24
7		10	1	21	100.38	10.71	68.09	35.97
8		10	1	26	80.22	11.13	52.38	35.16
9		10	1	31	93.03	11.66	57.94	47.91
10	$\gamma_h = 18$ (KN/m ³) $c = 0$ $\varphi = 35^\circ$	0	1	37	68.58	0	38.35	41.27
11		0	1	44	54.54	0	27.47	37.88
12		0	1	51	36.72	0	16.18	28.54
13		0	1	60	13.32	0	4.66	11.54
Total =						739.66		304.30
Total =						F_s = 2.43		

$$T_{dst;d} = 304.30 \text{ KN/m}$$

$$R_{st;d} = 739.66 \text{ KN/m}$$

$$R_{st;d} / \gamma_{R;d} = 672.4$$

$$304.30 < 672.4$$

Remarque : la stabilité mixte de l'ouvrage de la surface de glissement (cercle 3) est assurée.

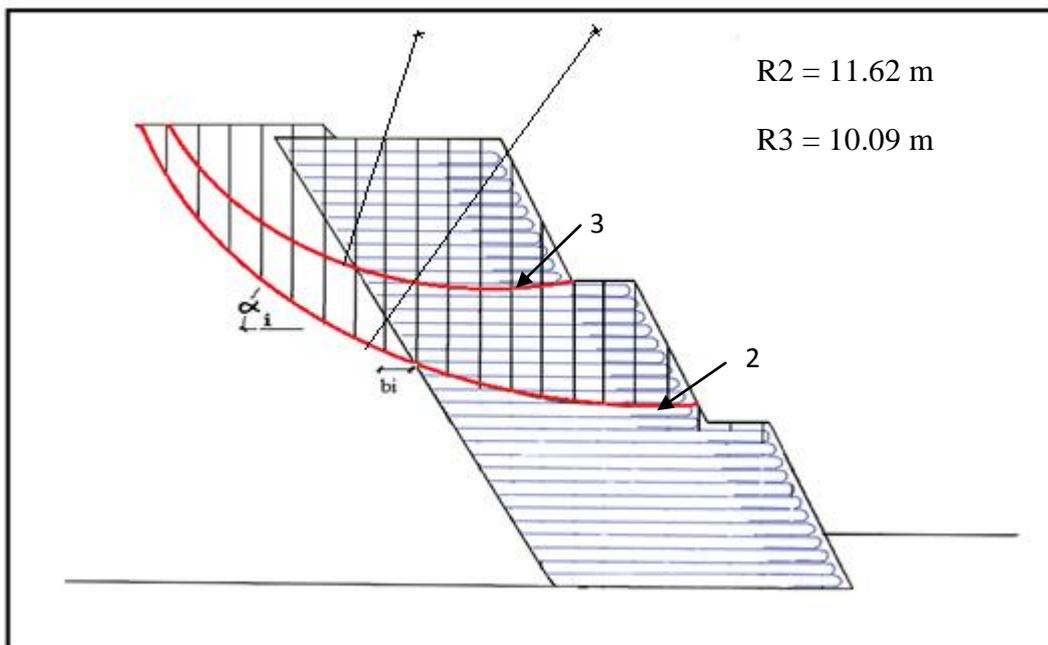


Figure IV.7 : Cercles de glissement vérifié analytiquement.

IV.7. Type de parement utilisé

La couverture avec la terre végétale fixée sur le talus par un géotextile (géofilet), suivi d'un engazonnement, le coût de cette solution est moyen. La protection des nappes de renfort est assurée et l'effet esthétique est classique.

IV.8. Drainage des eaux

Le drainage des eaux en amont du massif est assuré par un géocomposite de drainage de type SOMTUBE FTF (Gendrin et *al.*, 2006) dont la structure est illustrée sur la figure IV.8. Les eaux sont collectées par le géocomposite puis évacuées vers une tranchée drainante en pied de talus.

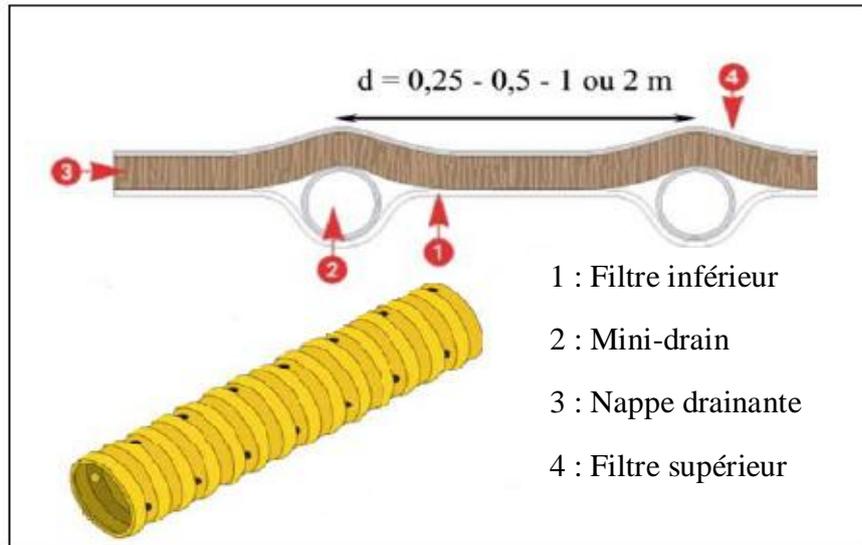


Figure IV.8 : Structure du géocomposite de drainage SOMTUBE FTF (Gendrin et *al.*, 2006).

IV.8.1. Dimensionnement du tranchée drainant

Le tranchée drainant permet d'évacuer l'eau qui passe à travers le talus du massif par le géocomposite de drainage, qui est relié directement au tranchée, en suite vers l'exutoire. Ce tranchée est incliné de 5° et de dimensions choisi est suivant la figure IV.9 :

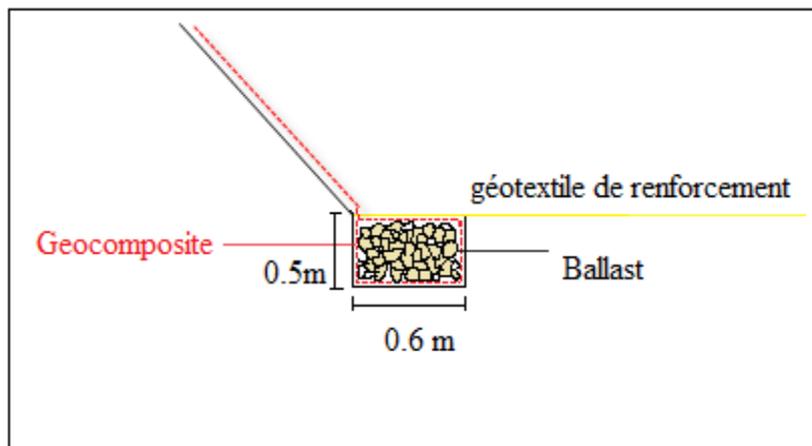


Figure IV.9 : Dimensions du tranchée drainant.

Conclusion

La stabilité de l'ouvrage renforcé est assurée d'après les justifications de la stabilité externe, interne, générale et mixte.

Le prédimensionnement choisi est la solution la plus favorable pour supporter un tel ouvrage de 16 m de hauteur, et de stabiliser le glissement de la RN 24 au PK 200+200.

D'après la vérification de la stabilité interne, le géotextile choisi pour le renforcement est un géotextile d'une résistance à la traction de 300 KN/ml, les espacements des nappes et le type de parement utilisés sont économiques.

V.1. Introduction

L'outil de simulation numérique qui sera utilisé est un code spécifique basé sur des éléments finis. L'étude numérique sera menée au moyen d'un logiciel (Plaxis) pour simuler le comportement réel de l'interaction sol/ouvrage renforcé. Le but de l'étude est d'établir un modèle numérique utilisant le code de calcul par élément finis bidimensionnel Plaxis (version8), et étudier le comportement de mur de soutènement renforcé en géotextile avec des parements souples.

V.2. Modèles numériques par EF

La méthode des éléments finis est un moyen d'analyse des résultats expérimentaux en raison de sa capacité à prendre en considération les grandes déformations de l'ouvrage et l'interaction complexe entre les différentes composant de l'ouvrage renforcé. Deux logiciels éléments finis ont été utilisés : le logiciel commercial PLAXIS (VILLARD P et *al.*).

V.2.1. Hypothèse de calcul

- Le problème est assimilé à un problème plan en déformations planes. Avec le logiciel PLAXIS les calculs sont effectués en petits déformations (éléments massifs et éléments barres) ;
- On a supposé pour la modélisation qu'il a contact parfait entre chaque composante (pas de glissement), même si expérimentalement il y avait eu très peu de déplacements relatifs entre les interfaces sol/géotextile ;
- Le sol de fondation est stable et indéformable ;
- La dalle de chargement est rigide et indéformable ;
- L'état initial du remblai correspond au chargement du remblai sous son poids propre ;

Le parement est constitué de blocs rigides pouvant pivoter les uns par rapport aux autres, attribuant à l'ensemble un comportement de type poutre flexible (VILLARD P et *al.*).

V.2.2. Recours aux modèles numériques aux éléments finis

Le recours à des modèles numériques aux éléments finis peut être utilement envisagé pour :

- Estimer les déplacements aux états limites de service de certains ouvrages dont les critères de déplacement sont sévères, ou géométrie inhabituelle ;
- Analyser le comportement aux états limites ultimes des ouvrages géométrie complexe ou soumise à des cas de chargement inusités ;
- Identifier et examiner des mécanismes particuliers de rupture, par exemples aux conditions de terrain ;
- Estimer l'effet des phases de construction spécifique (norme NF P 94-270, 2009).

V.3. Modélisation et procédure de calculs

V.3.1. Modèle numérique type

Dans notre projet nous allons utiliser deux types de sol (remblai et fondation) qui doivent être homogène.

V.3.2. Etapes de construction

Afin de simuler le comportement du mur, la première phase de l'analyse par élément finis (EF) est de modéliser la construction du mur, des couches de remblai de (0.3m, 0.4m et 0.6m) d'épaisseur. L'étude du comportement du mur renforcé par géotextile 300 est considéré statique.

V.3.3. Propriété mécanique du géotextile utilisé

Dans le cas de modélisations numérique par plaxis une seule propriété nécessaire qui est la rigidité axiale (EA), dont les caractéristiques de géotextile choisi sont données dans le tableau V.1 :

Tableau V.1 : Caractéristiques du géotextile.

Comportement	Elastique
Rigidité axial EA	2600
Déformation de géotextile	8%

V.3.4. Modèles et paramètre du sol

Dans notre étude on a utilisé le modèle de Mohr coulomb, il demande la détermination de cinq paramètres du sol (E , ν , c , ϕ et ψ) sont représenté dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Carractéristique du sol utilisée dans le modèle.

Type du sol	γ (KN/m ³)	E (KPa)	ν	C (KPa)	ϕ (°)	ψ (°)
Matériau de renforcement (TVO)	21	3500	0.33	10	36	6
Couche d'assise (marne compacte)	20.5	60000	0.3	120	25	0
Marene indurie	20	5000	0.3	90	15	0
Eboulisde pente	21	2000	0.35	10	25	0
Remblai	18	3000	0.33	1	35	5

- **Note 1** : Une surcharge de chantier est appliquée sur la route et le massif qui égale à 15 KN/m².
- **Note 2** : Les écoulement d'eau souterraine sont drainés par un dispositif spécial, par conséquent leur effets sont négligeables et ne sont pas pris en compte dans le modèle numérique.

V.4. Analyses des résultats

V.4.1. Données géométriques

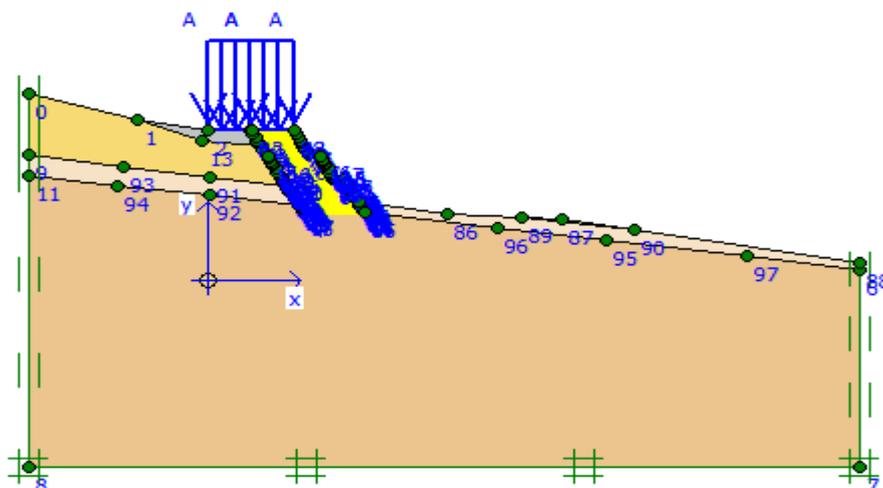


Figure V.1 : Données géométriques de modèle et chargement.

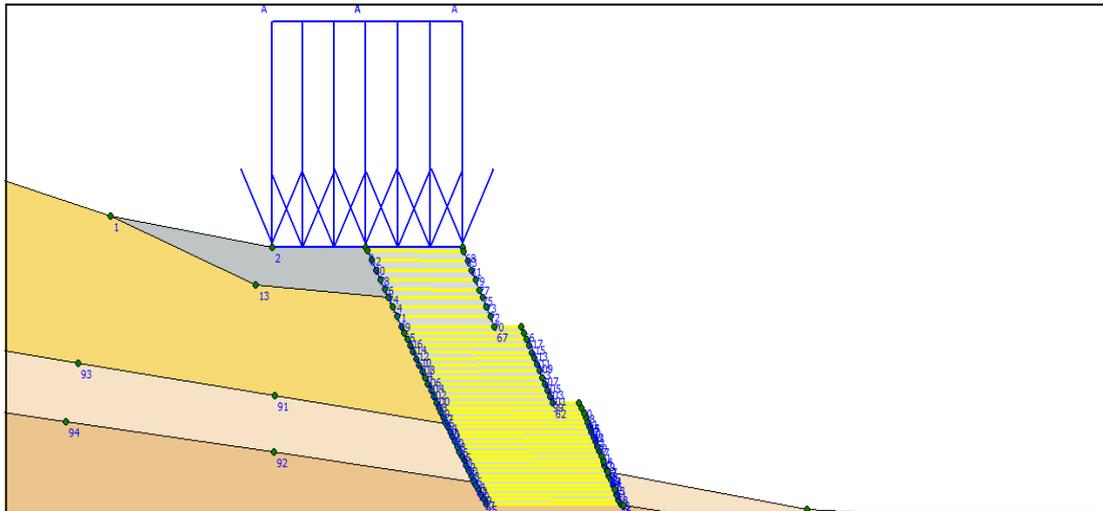


Figure V.2 : Géométrie du massif et chargement.

V.4.2. Maillage du modèle

La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds. Il doit être suffisamment fin dans les zones où la variation des contraintes est très importante.

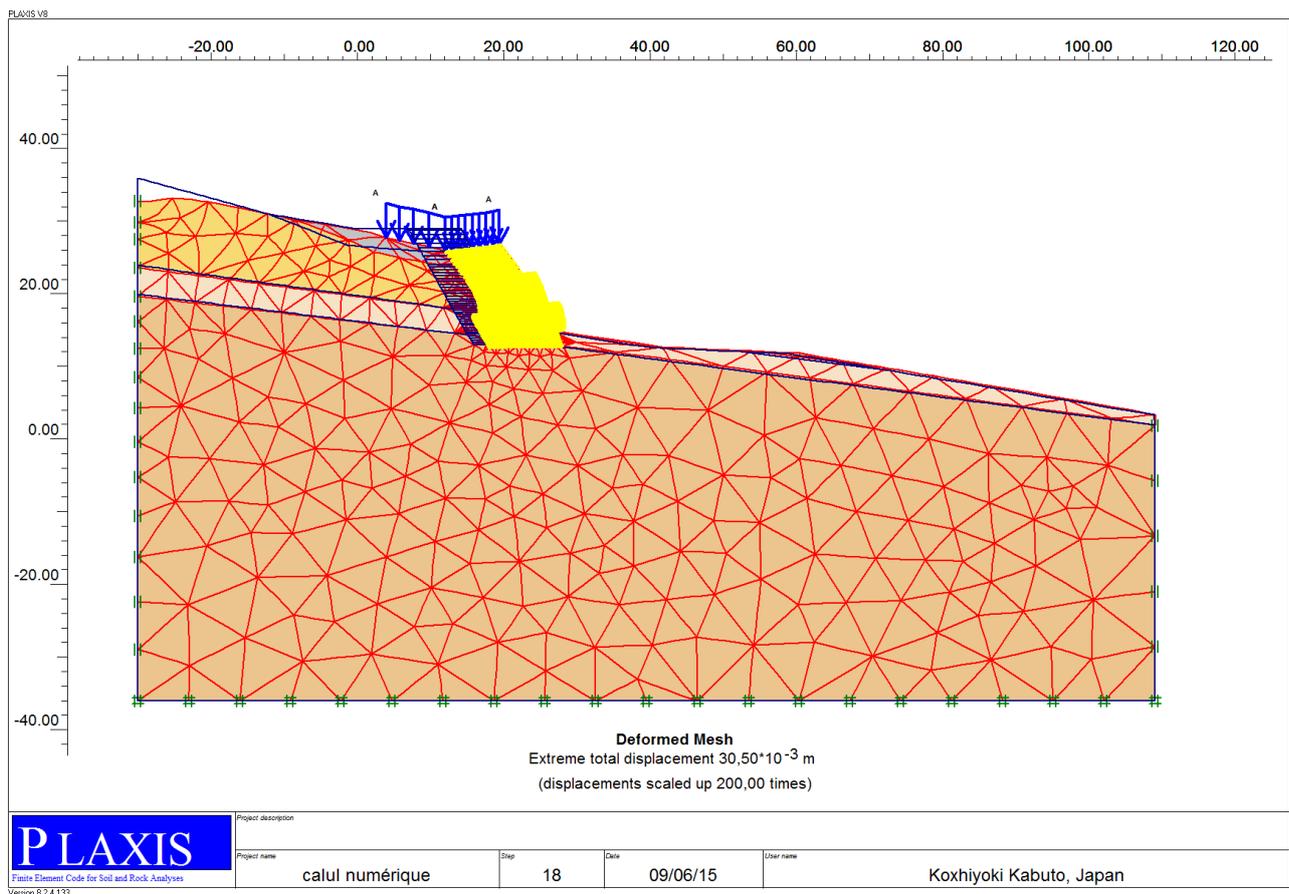


Figure V.3 : Déformation du maillage de modèle.

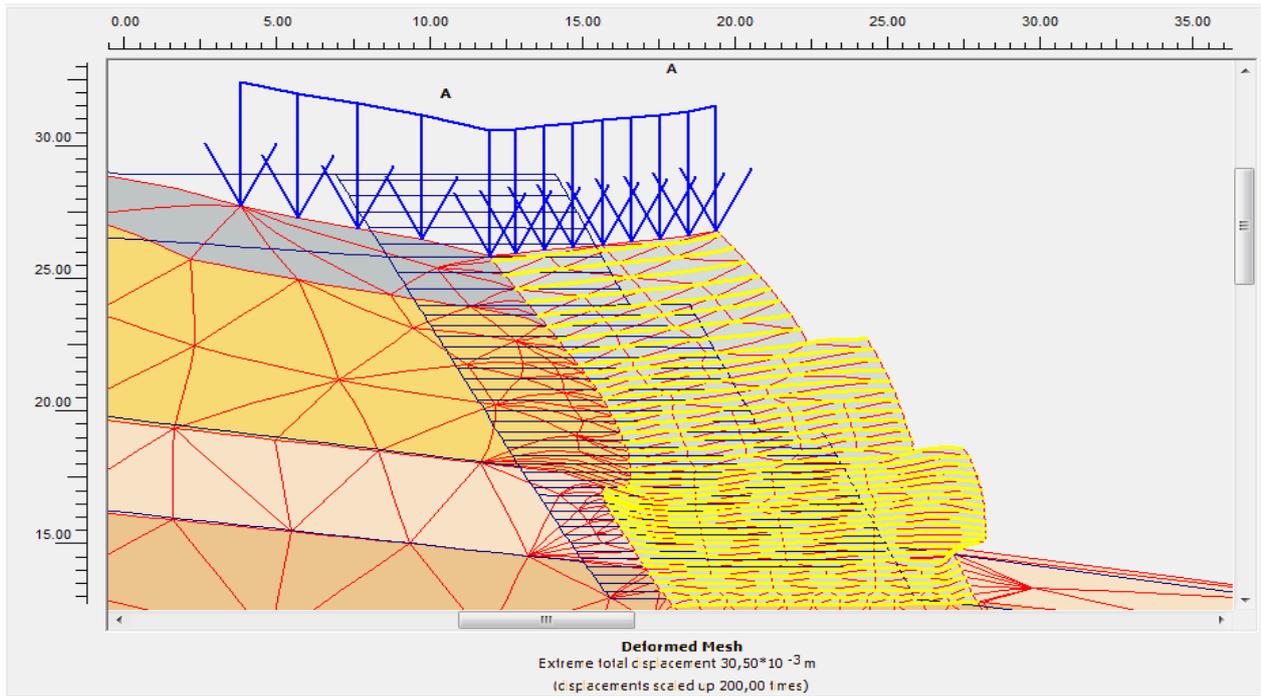


Figure V.4 : Déformation du maillage du massif en phase définitive.

Les cinq points choisis pour le traçage des courbes de déplacement sont situées au niveau du talus de coordonnées suivants :

A(7 , 29) ; B(8.7 , 26) ; C(13 , 18) ; D(15.1 , 14.4) ; E(16 , 13).

Elles sont représentés dans la figure V.5.

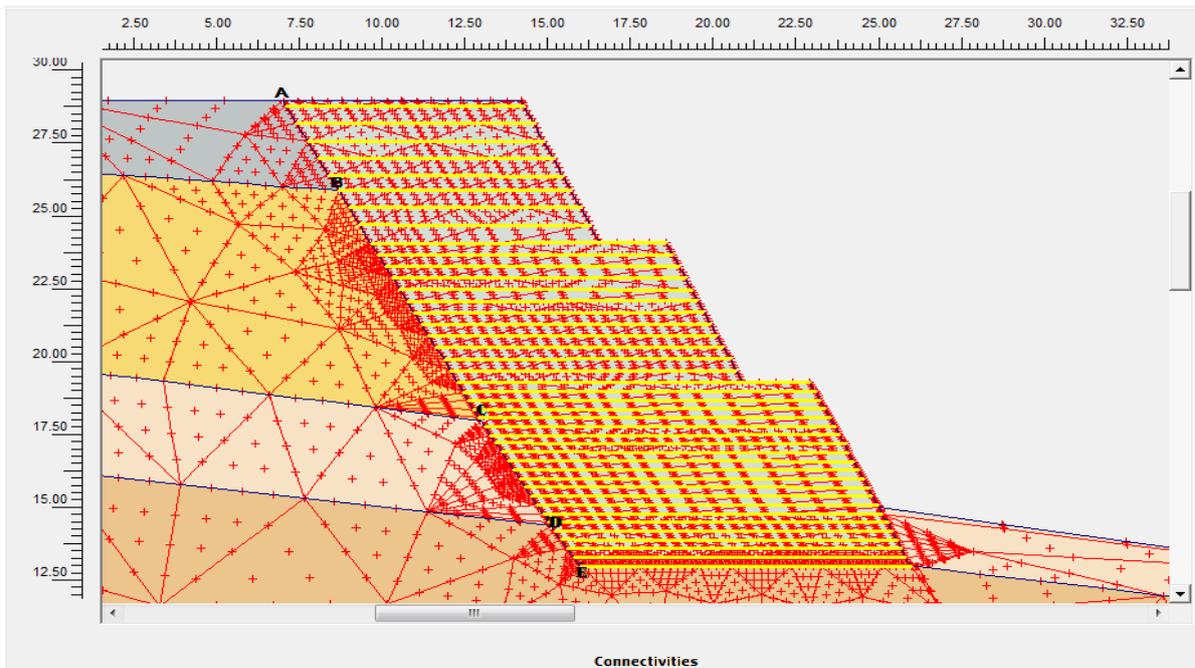


Figure V.5 : Profil représentatif du modèle numérique.

V.4.3. Déplacements

Les différents déplacements (total, horizontal, vertical) enregistrés, permettent d'apprécier le comportement du massif renforcé.

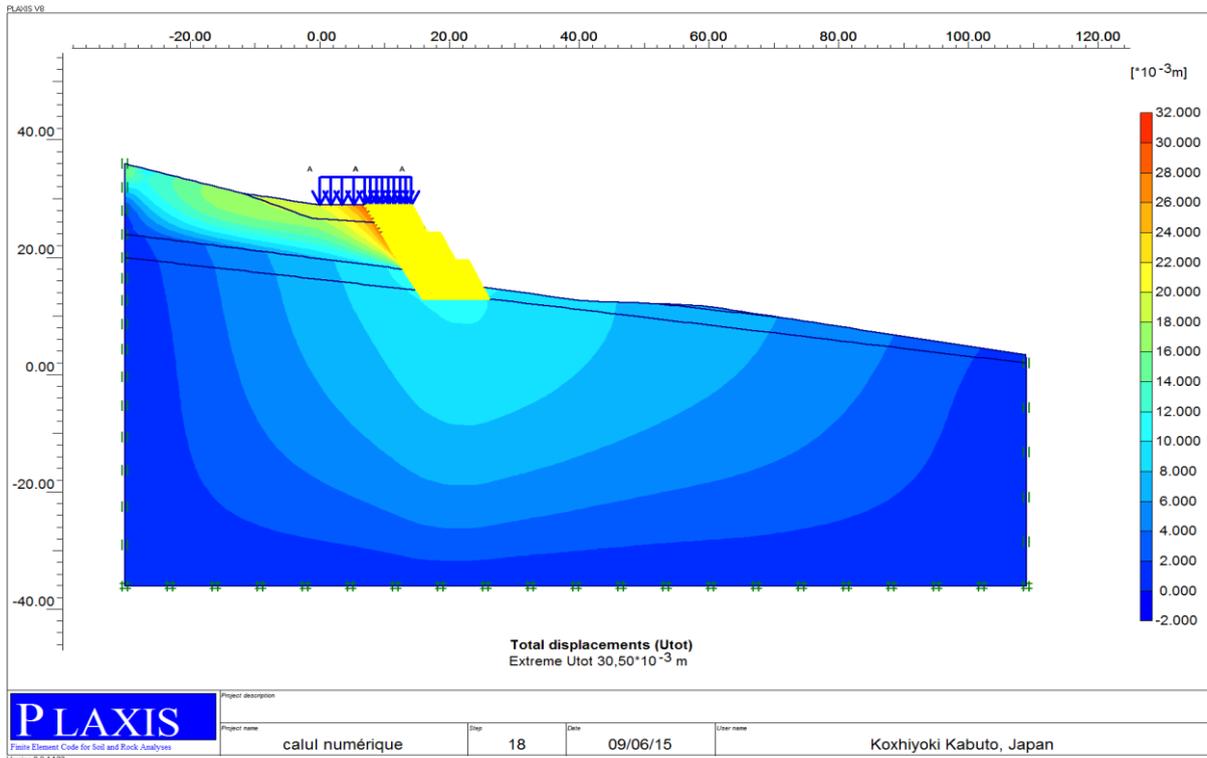


Figure V.6 : Déplacement total $U_{tot} = 30.50 \times 10^{-3}$ m

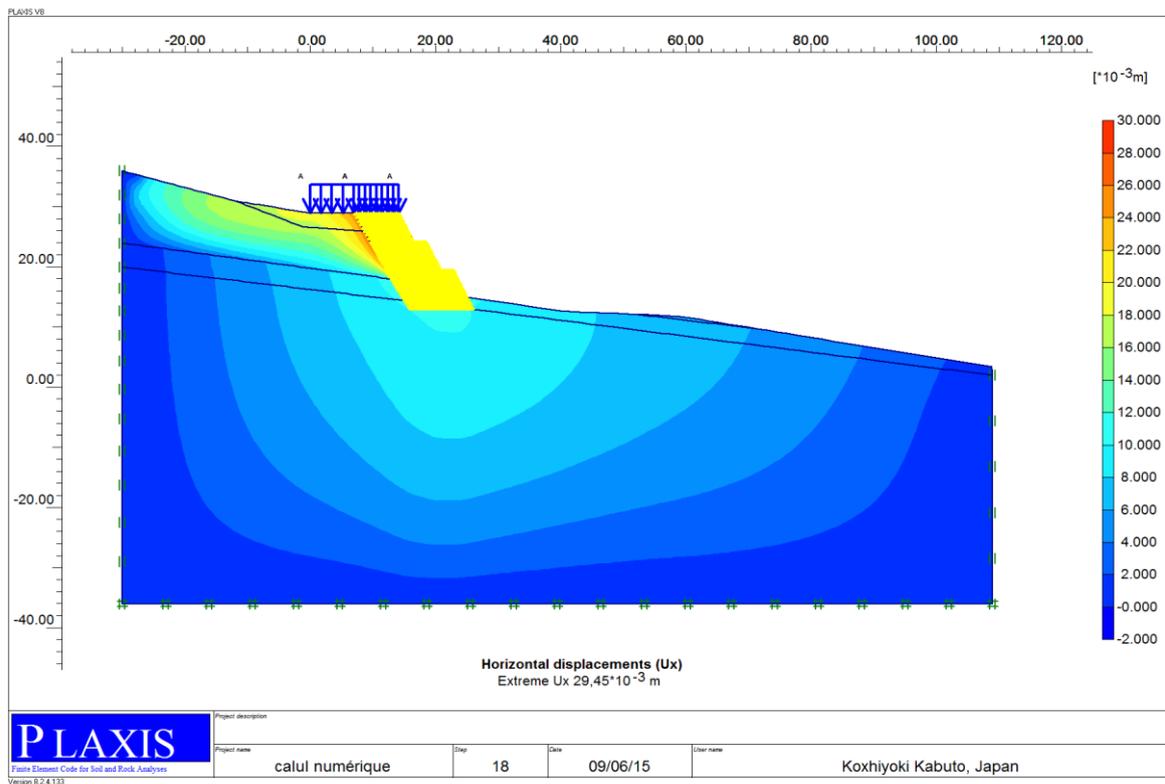


Figure V.7 : Déplacement horizontal $U_x = 29.45 \times 10^{-3}$ m

- Le déplacement le plus important est enregistré au niveau des nappes supérieures, il est d'environ 3 cm.

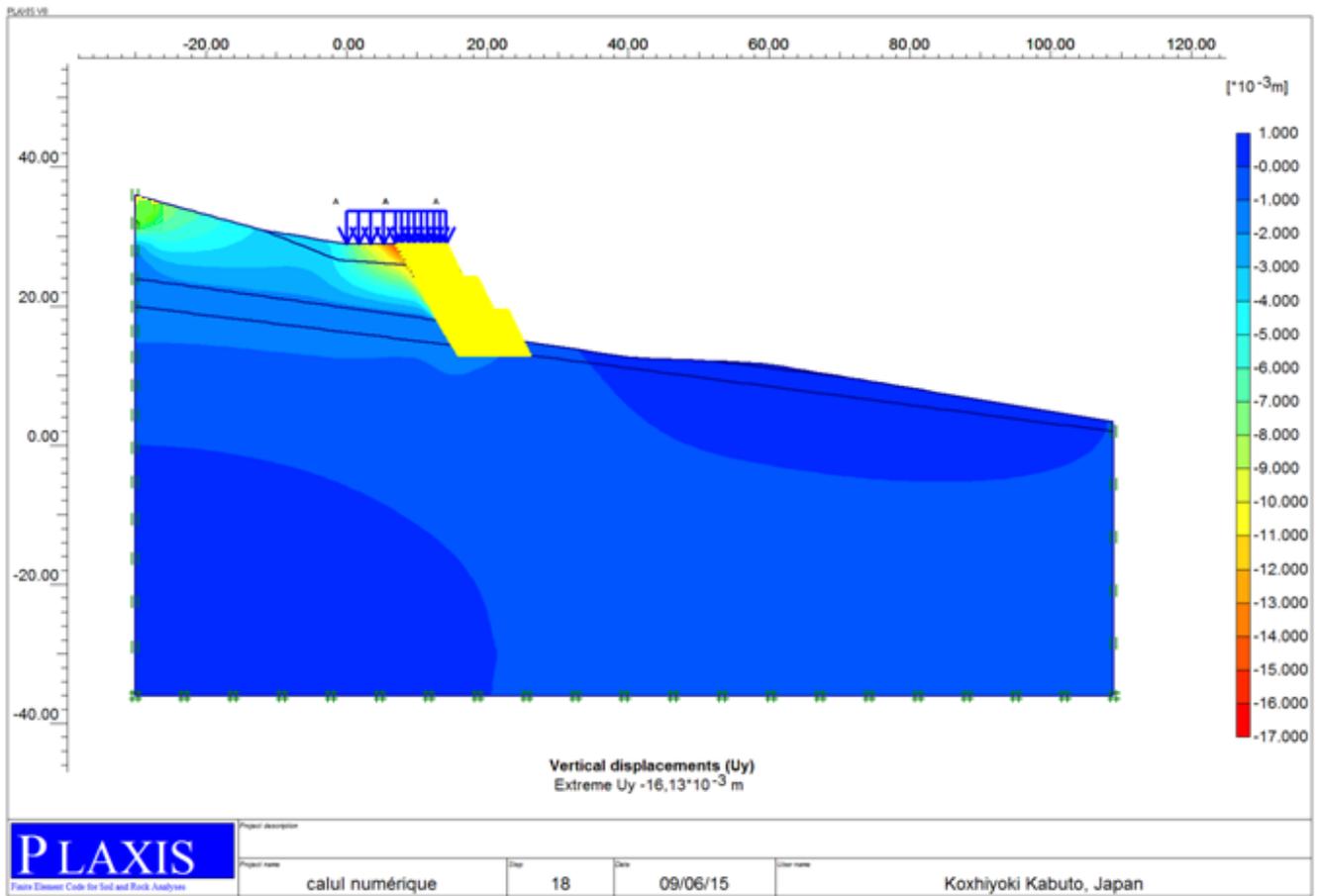


Figure V.8 : Déplacement vertical $U_y = -16.13 \times 10^{-3}$ m.

- Le tassement du sol est de 1.61 cm, le résultat est satisfaisant.

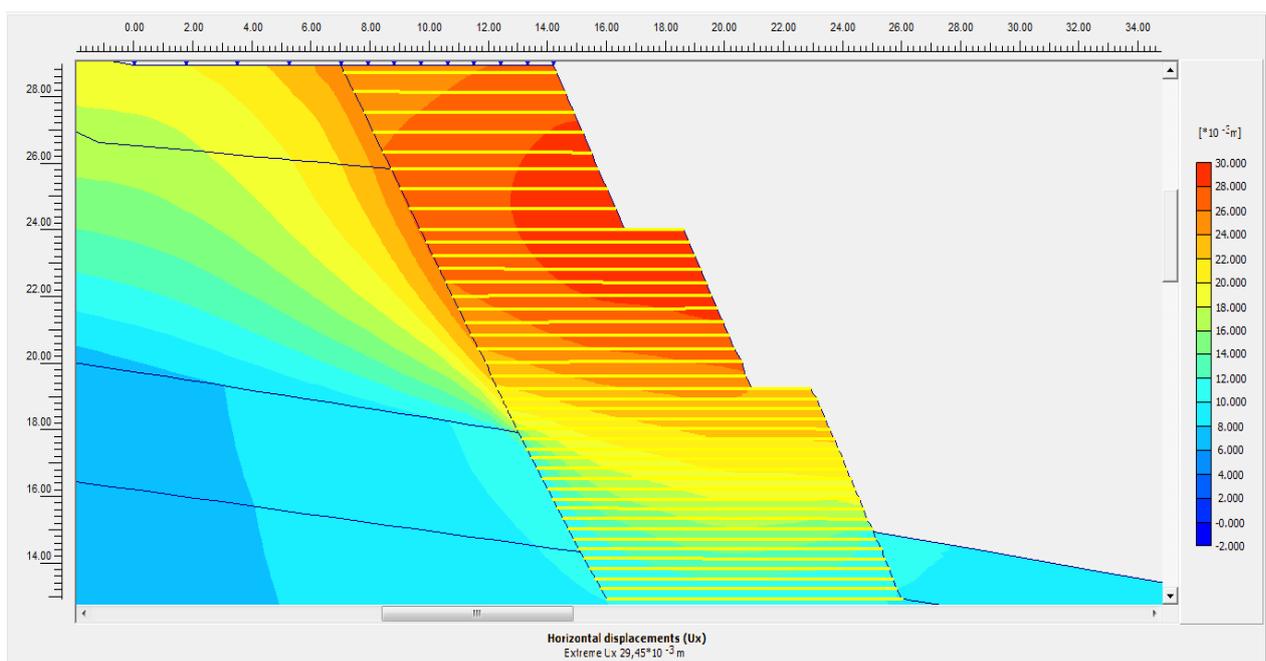


Figure V.9 : Comportement du massif.

- La figure V.9 montre que la zone supérieure du massif est la plus sollicitée, cela est due à l'espacement qui égale à 0.6 m contrairement à la partie inférieure qui égale à 0.3 m. Alors les déplacements dépendent de l'espacement des nappes (S_v) et aux poussés des terres importantes.

V.4.3.1. Déplacements des nappes les plus sollicitées

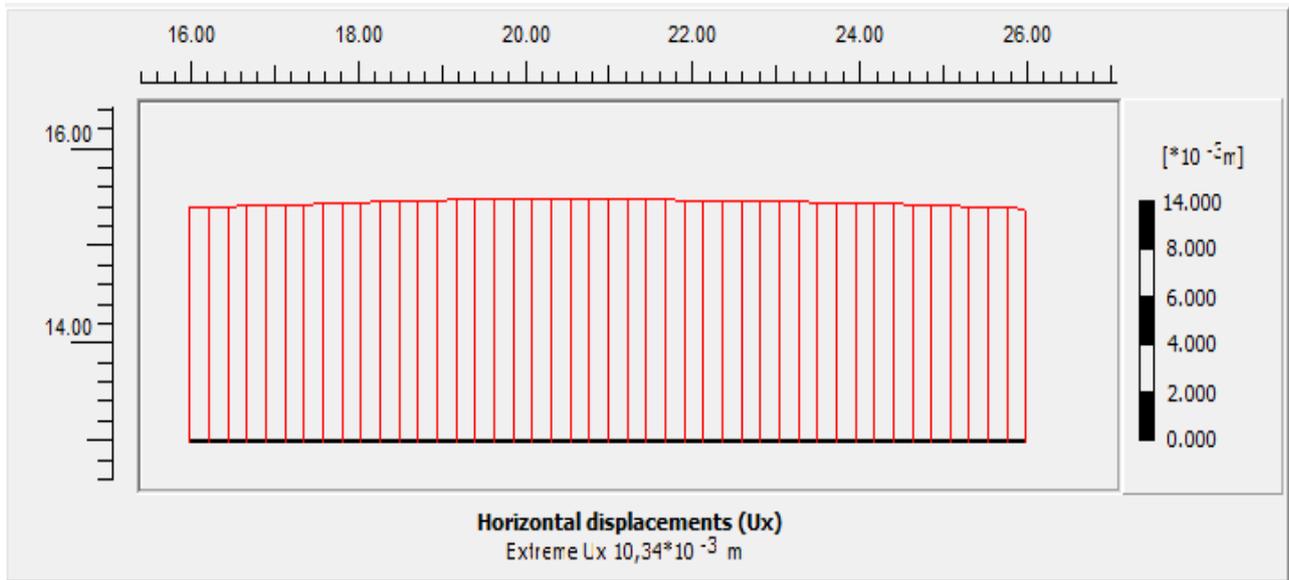


Figure V.10 : Nappe n° 1 ($U = 10.34 \times 10^{-3}$ m).

- Au niveau de la partie inférieure du massif, l'espacement des nappes est de 0.3 m, la nappe la plus sollicitée de cette partie est la nappe n°1 à la base du massif qui s'est déplacée de 1 cm.

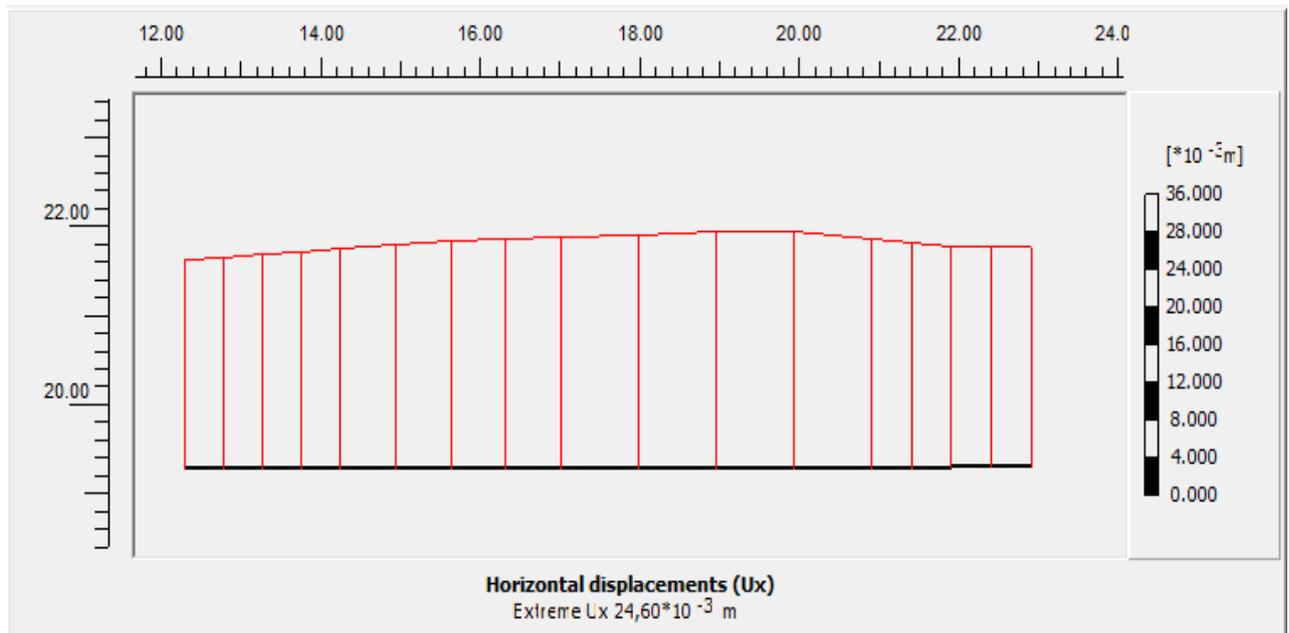


Figure V.11 : Nappe n° 22 ($U = 24.60 \times 10^{-3}$ m).

- Au niveau de la partie médiane du massif, l'espacement des nappes est de 0.4 m, la nappe la plus sollicitée dans cette partie est la nappe n°22 qui s'est déplacée d'environ 2.5 cm.

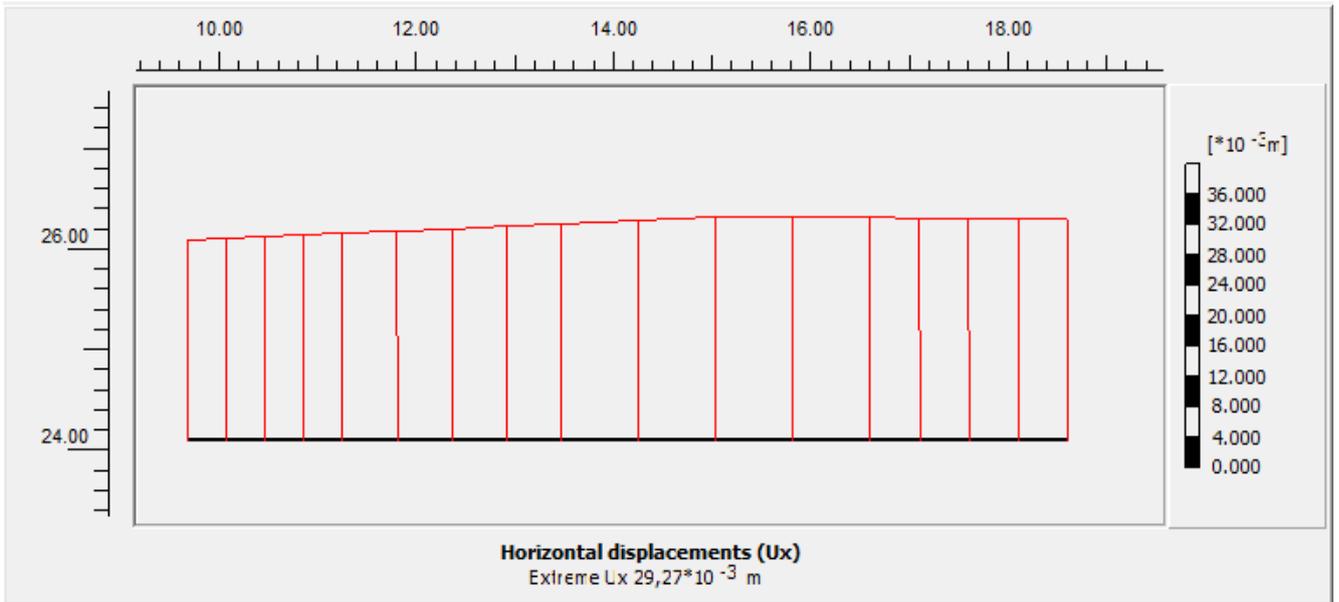


Figure V.12 : Nappe n° 34 ($U = 29.27 \times 10^{-3}$ m).

- Au niveau de la partie supérieure du massif, l’espacement des nappes est de 0.6 m, la nappe la plus sollicitée dans cette partie est la nappe n°34 qui s’est déplacée environ 3 cm.

Remarque

Les différents déplacements enregistrés sont compatibles avec le fonctionnement du massif, ils ne sont pas vulnérables pour la stabilité du massif.

L’allongement des nappes diminue en fonction de la profondeur (de haut vers le bas).

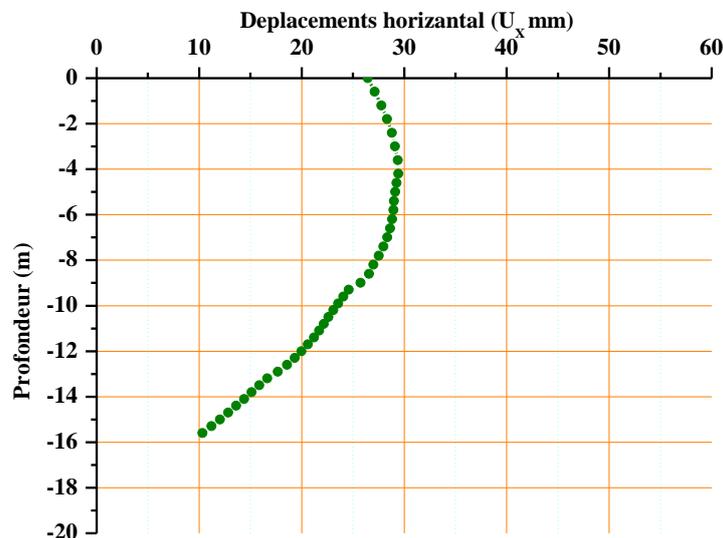


Figure V.13 : Déplacement horizontal des nappes de géotextile.

- Le graphe de la figure V.13 représente les déplacements horizontaux des nappes de géotextile en fonction de la profondeur du massif, la nappe située à 4 m de profondeur est la plus sollicitée au déplacement qui égale à environ 3 cm.
- Plus la profondeur augmente (quand $z > 4$ m), le déplacement diminue.
- La nappe la moins sollicitée au déplacement est celle située à la base du massif.

V.4.4. Répartitions de champs de contraintes

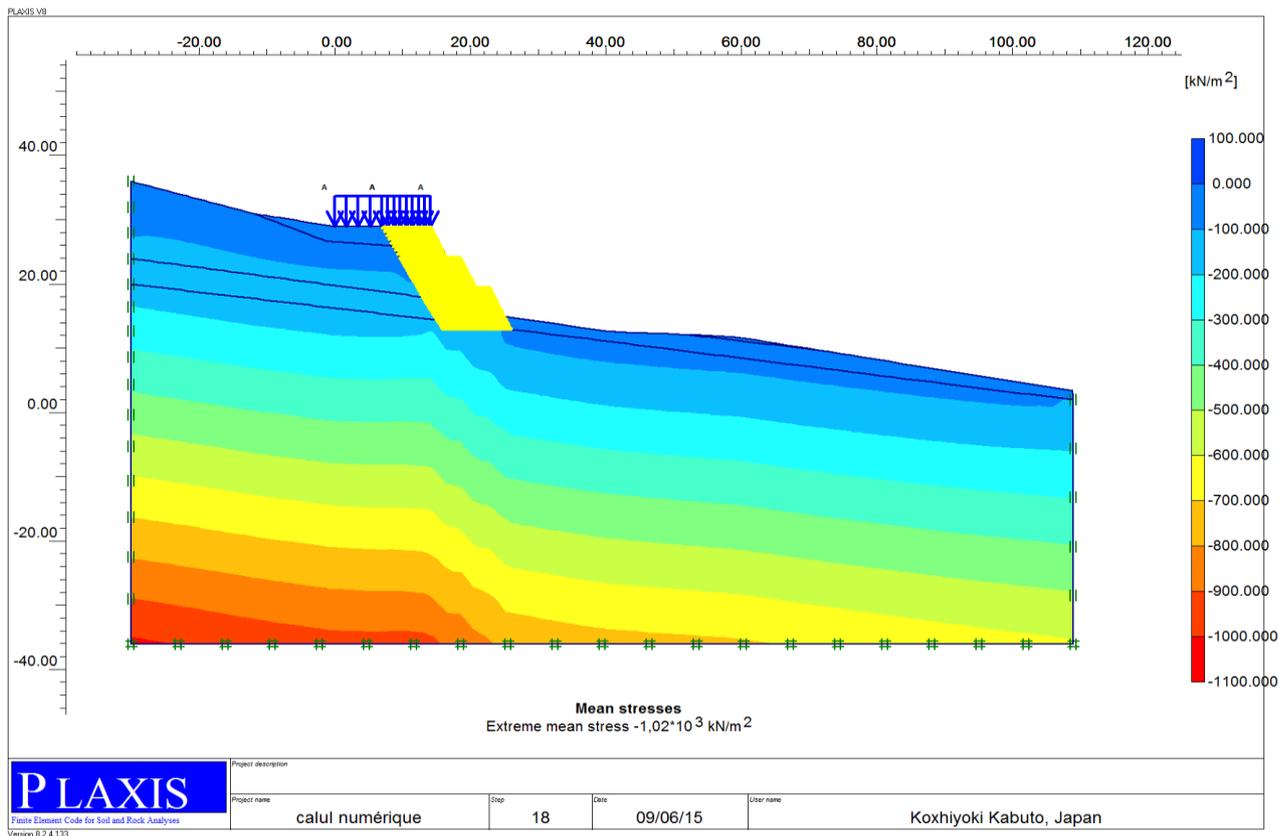


Figure V.14 : champs de contraintes

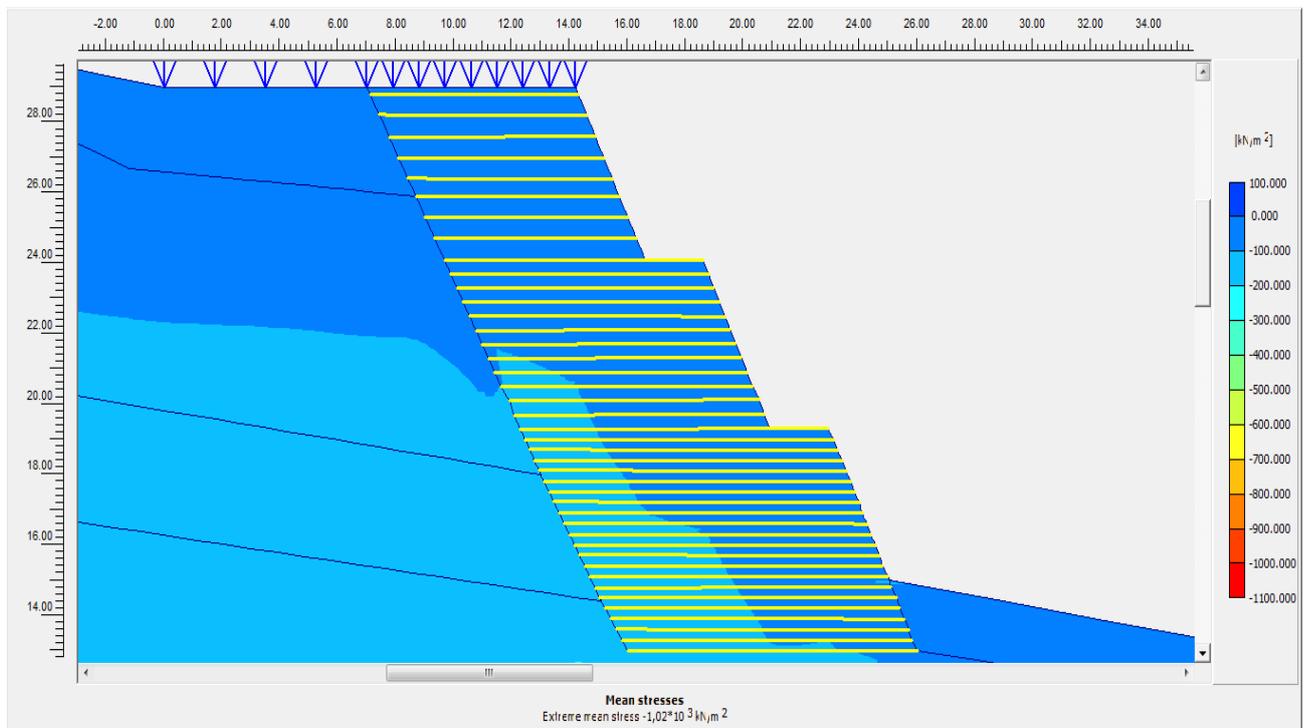


Figure V.15 : Champs de contraintes appliqués dans le massif.

- La contrainte à la base du massif est environ de 200 KN/m², la partie inférieure du massif est la plus sollicitée, cela est dû aux poussées des terres au niveau du talus.

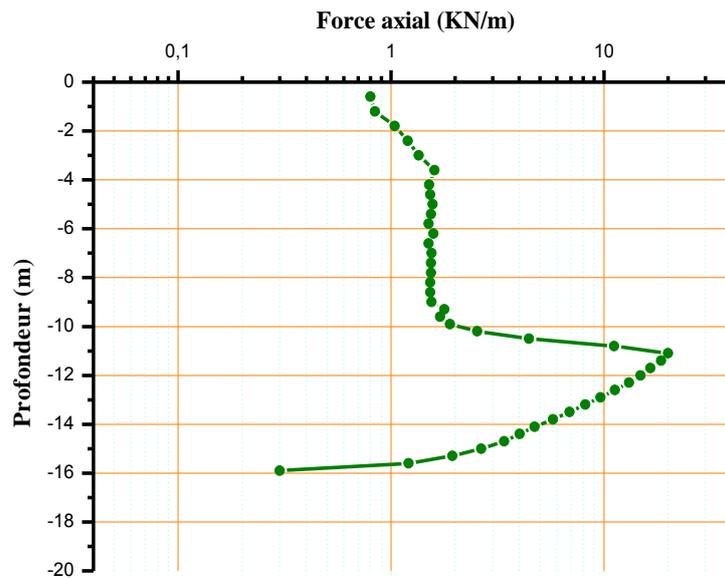


Figure V.16 : Effort de traction des nappes (KN/m).

- Le graphe de la figure V.16 montre que la nappe la plus sollicitée à la traction est celle située à 11 m de profondeur n°17, cela est due aux poussés de la couche d'éboulis de hauteur de 10 m.

Conclusion

Les résultats de simulation numérique montrent la participation du renforcement par les géotextiles à la stabilité du massif de remblai renforcé, et ont confirmé que la stabilité du massif augmente lorsque l'espacement des nappes diminue.

Le logiciel PLAXIS permet de déterminer les déplacements (total, horizontal et vertical) du massif renforcé ainsi que le champ de contraintes. Les résultats obtenus numériquement sont satisfaisants:

- Déplacement horizontal et total est de 3 cm
- Le déplacement vertical (tassement) maximal est de 1,6 cm

D'après Les résultats analytiques et numériques, on conclue que la stabilité de l'ouvrage est assurée.

Conclusion générale

Dans notre conclusion, nous tenons à rappeler que l'objectif de notre travail est de développer la technique de renforcement du sol par géosynthétique et à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif renforcé par cette technique.

La technique de renforcement par géosynthétique est une nouvelle technologie utilisée en Algérie, ainsi, dans les pays développés, cela pour leurs avantages :

- Rapidité et simplicité d'exécution,
- Efficacité et pérennité,
- Souplesse dans leurs fonctionnement,
- Economique,
- Ecologique.

D'après le recensement qu'on a fait sur la route nationale RN24, on a trouvé qu'elle est fortement touchée par les glissements, l'éboulement, affaissements et tassements, malgré la dépense de plus de 1.5 milliard de dinars pour la maintenance de cette route, mais la zone reste tout le temps instable cela dues aux différents facteurs comme :

- L'eau qui est le facteur principal,
- Activités humaines,
- La lithologie et la morphologie du sol.

Nous avons travaillé avec les différentes combinaisons de la norme NF P 94-270, dans le but de dimensionner le massif renforcé. Le dimensionnement de l'ouvrage renforcé par géotextile dépend de :

- La hauteur du massif,
- Le type de géotextile utilisé,
- les poussées et les surcharges appliqué sur le massif.

L'usage d'un parement en terre végétale fixée sur le talus par un géofilet permet de protéger le massif de tout agression extérieure comme les rayon ultra-violet (UV)

L'utilisation de logiciel PLAXIS, nous a permis d'avoir les différentes déformations horizontale et verticale sous un chargement statique. Les résultats obtenus sont satisfaisantes et assurent la stabilité du massif.

Finalement, ce projet pourrait être un outil conduire des thèmes de recherche tels que :

- Le développement de type de parement utilisé,
- Elargir le domaine d'application des géosynthétiques au milieu agressif.

Référence bibliographique

Amidou SERE, Ouvrages renforcer par géotextiles charges en tête : comportement et dimensionnement, thèse de doctorat, 1995.

ARAB R., ZERMANI M., TABTI S , 1^{er} symposium méditerranéen de Géoengineering « SMGE09 », Contributions des géosynthétiques dans le traitement des glissement de terrain, Alger 20 et 21 juin 2009.

BOUZIDI., BOUNAB, stabilité de talus sur remblais, projet fin d'étude du diplôme de master en génie civil, université A. MIRA Bejaia, 2010.

BLANCHIER A., GIELLY O, Etude de la stabilité de talus en remblais renforcés par des géotextiles, 2^{ème} Conférence international, géotextiles, Las Vegas, 1982.

BRAI N., MERAHI A, renforcement de sol par géosynthétique (remblai renforcé par géogrille secugrid à parement gabion), mémoire de fin d'étude, université A. MIRA Bejaia, 2012.

Cahiers FAO : conservation des sols, Guide pratique d'aménagement des bassins versants, conception et construction des routes dans les bassins versants sensible, Rome 1994.

Centre de recherches routières (CRR), Modes opératoire de géotechnique, essai de chargement à la plaque pour le contrôle du compactage, Bruxelles 1978.

(CfG) Comité français des géosynthétiques : Fascicule 09- Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre, 1990.

DELMAS Ph., PUIG J., SCHAEFFNE M, Mise en œuvre et parement des massifs de soutènement renforcés par des nappes de géotextiles (Elément de coût), Laboratoire central des Ponts et Chaussées, 1986.

Direction des travaux publics de Bejaia (DTP), Etude de confortement de glissement sur la RN24 au PK 200+200, Rapport géotechnique, 2013.

DPSB (Direction de la Programmation et Suivi Budgétaires de la wilaya de Bejaia), Annuaire statistiques, 2005-2013.

FASCICUL 62 Titre V, Règles techniques de conception et de calcul de fondation, 1993.

G Philipponnat., B Hubert, Fondations et ouvrages en terre, éditions EYROLLES, 2003.

Gendrin Gendrin P., Arab R., Croix-Marie T., Grière S., Barasz N., Drainage of cut slope - Draining mask 8 IGSYukuhama, Japan, September 2006.

Gheneni B, Type de cartographies et aléa naturel, mémoire, 2003.

IGS (International Geosynthetic society), Descriptions recommandées des géosynthétiques, fonctions, terminologie des géosynthétique, symboles mathématiques et graphiques, 2011.

J BRUHIER, Talus et massif de soutènement, Rencontres géosynthétiques, Gresswiller, France, 2011.

Maxime SOUDE, Etude du comportement dynamique d'un massif en sol renforcé par géotextile alvéolaire M3S®, thèse, octobre 2011.

Norme NF P94-270, Calcul géotechnique, ouvrages de soutènement, remblais renforcés et massifs en sol cloué, juillet 2009.

VILLARD P., ARAB R., ZERMANI M, comportement des murs de soutènements renforcés par des géosynthétiques sous sollicitations verticales – expérimentation et modélisation numériques, Article, 2005.

Sites internet :

<file:///I:/rapport-de-stage-ETRHB.html>, consulté le 15 janvier 2015.

http://www.reinforcement.ch/fileadmin/redakteur/pdf/blindage_de_talus_et_de_rocher/slope/Slope_talus_raides_arm%C3%A9s_par_g%C3%A9otextiles_complet.pdf, Consulté le 17 janvier 2015.

<http://www.laboroutes.com/>, consulté le 14 Février 2015.

www.geosyntheticssociety.org , consulté le 16 Février 2015.