



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique*

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

*Pour l'obtention de diplôme de Master Génie Civil.
Option Géotechnique*

THÈME :

**ETUDE DE CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE
TERRAIN PROFOND -RN24- BOULIMAT, BEJAIA.**

Présenté par :

M^r. YAHIAOUI Ahmed

M^r. ZIBANI Khelifa

Proposé et encadré par :

M^r. SADAOUI Omar

Soutenu devant le jury composé de :

M^r .BENDADOUCHE Hocine

M^r .BRARA Ali

Année 2012-2013.

REMERCIEMENTS

EN PREMIER LIEU, ON TIENT À REMERCIER DIEU DE NOUS AVOIR DONNÉ LE COURAGE ET LA FORCE POUR FAIRE CE TRAVAIL ET NOUS LE PRIONS TOUJOURS QU'IL SOIT À NOS COTÉS.

NOUS ADRESSONS TOUS NOS SINCÈRES ET RESPECTUEUX REMERCIEMENTS À TOUTE PERSONNE AYANT CONTRIBUÉ À LA RÉALISATION DE CE P.F.E, PARTICULIÈREMENT À :

- MR. O.SADAoui: (CHARGÉ DE COURS À L'UNIVERSITÉ DE BEJAIA), NOUS VOUS PRÉSENTONS DE TOUT CŒUR, NOS REMERCIEMENTS LES PLUS DISTINGUÉS POUR VOTRE GENTILLESSE, POUR VOTRE AIDE DURANT NOTRE TRAVAIL ET D'AVOIR MIS À NOTRE DISPOSITION TOUS LES DOCUMENTS NÉCESSAIRES À LA RÉALISATION DE CE PROJET.
- LES MEMBRES DU JURY D'AVOIR ACCEPTÉ DE JUGER NOTRE TRAVAIL.

ENFIN, NOUS TENONS À REMERCIER TOUS LES ENSEIGNANTS AYANT CONTRIBUÉ À NOTRE FORMATION DURANT TOUT NOTRE CURSUS UNIVERSITAIRE.

Dédicace

Je dédie ce précieux travail :

A mes très chers parents qui m'ont donné le courage , et m'ont guidé durant toute ma vie pour que je réussisse ,je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers de moi et de mon travail.

Que Dieu les protège .

A mes chers frères : Fares, Rafik et Yahia .

A mes très chères sœurs ainsi qu'à leurs familles .

A mes chers petits neveux et nièces.

A tous mes oncles et tantes.

A tous mes cousins et cousines , en particulier Boualem qui m'a beaucoup aidé à réaliser ce travail .

A tous les membres de la famille YAHIAOUI .

A tous mes amis et collègues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier ceux de la section géotechnique.

A mon ami binome Khelifa.

A tous ceux qui me sont chers.

A tous les enseignants de l'université de Béjaia , en particulier ceux de la faculté de technologie.

A. YAHIAOUI

DÉDICACE

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant toute ma vie, qui ont su me donner une bonne éducation qui m'a permis d'arriver à ce stade, que Dieu les protège et les garde aussi très longtemps.*
- *A mes chers frères : Karim et Bilal.*
- *A ma chère sœur : Anies.*
- *A mon ami binôme : Ahmed.*
- *A tous mes collègues et mes copains de chambre 6305.*
- *A celle qui m'ai chere.*
- *A tous les enseignants de l'université de BEJAJA, en particulier les enseignants de département de génie civil.*

KHELIFA

SOMMAIRE

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Généralité sur les glissements de terrain	
I. 1. Définition des glissements de terrain	2
I.2. Description des principaux types de glissement de terrain	2
I.3. Eléments descriptifs d`un glissement de terrain	4
I.4. CONCLUSION	4
CHAPITRE II : Causes et Dommages des glissements de terrain	
II.1. Causes des glissements de terrains	5
II.1.1. Facteurs géologiques et géomorphologiques	5
II.1.2. Facteurs hydrogéologiques et pluviométriques	5
II.1.3. Facteurs anthropiques	6
II.1.4. Les secousses sismiques	7
II.2. Effets dommageables possibles des glissements de terrain	8
CHAPITRE III : Etude d`un glissement de terrain	
III.1. Processus d`étude d`un glissement de terrain	9
III.1.1. Repérage topographique d`une zone instable	9
III.2. L`enquête historique	9
III.3. Etude géologique et géomorphologique	10
III.4. Etude hydrogéologique	10
III.5. Etude géotechnique	11
III.5.1. Sondage et prélèvement d`échantillon	11
III.5.2. Valorisation des sondages	11
III.5.3. Les essais géotechniques	12
III.5.4. La prospection géophysique	12
III.6. Etude analytique	13
III.6.1. Méthodes de l`équilibre des moments	14
III.6.2. Méthode de Bishop	15
III.6.3. Méthode de Fellenius	17
III.7. Phase de modélisation du terrain	17
III.8. Approche numérique basée sur la méthode des éléments finis	18
III.9. Choix de la méthode à utiliser et du coefficient de sécurité	19

SOMMAIRE

CHAPITRE IV : Méthodes de confortement

IV.1. Introduction	20
IV.2. Terrassements	20
IV.2.1. Remblai de pied	20
IV.2.2. Allègement en tête	21
IV.2.3. Reprofilage	22
IV.2.4. Purge des matériaux remaniés	23
IV.2.5. Substitution totale ou partielle	23
IV.3. Dispositifs de drainage	24
IV.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface	25
IV.3.2. Tranchées drainantes	25
IV.3.3. Drains subhorizontaux	26
IV.3.4. Masques et éperons drainants	28
IV.3.5. Drains verticaux, galeries drainantes	28
IV.4. Inclusion d'éléments souples ou rigides	29
IV.4.1. Les clous et micro-pieux	29
IV.4.2. Pieux et barrettes	30
IV.5. Ouvrage de soutènement	31
IV.5.1. Les ouvrages rigides	31
IV.5.2. Les ouvrages souples	32
IV.6. Parois avec tirants d'ancrages	33
IV.7. Boisement et reforestation	34
CONCLUSION	35

PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE I : Présentation du site

I.1. Situation du site	36
I.2. Contexte géologique	37
I.2.1. Géologie régionale	37
I.2.2. Géologie locale	38
I.3. Hydrogéologie du site	39
I.3.1. Introduction	39

SOMMAIRE

I.3.2. Climatologie	39
I.3.3. Hydrologie du site	42
I.4. Contexte sismologique de la région	43
CHAPITRE II : Etude géotechnique	
II.1. Introduction	44
II.2. Synthèse des données géotechniques	44
II.3. Essais in-situ	44
II.3.1. Sondages carottés	44
II.3.2. Essai Pressiométrique	45
II.3.3. Essai piézométrique	50
II.3.4. Les essais de pénétration dynamique	50
II.4. Les essais au laboratoire	52
II.4.1. Les essais mécaniques	52
CHAPITRE III : Etude analytique et cinétique d'un glissement de terrain	
III.1. Introduction	57
III.2. Définition du type de glissement à étudier	57
III.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire	58
III.3.1. Le principe de la méthode	58
III.4. Application au glissement étudié	61
III.5. Conclusion	63
CHAPITRE IV : Etude de confortement	
IV.1. Introduction	64
IV.2. Le Clouage	64
IV.3. Justification de la méthode du clouage	65
IV.4. Calcul à la rupture	66
IV.5. Calcul de M^{max}	66
IV.6. Ancrage du pieu	67
IV.6.1. Calcul de la fiche critique	67
IV.6.2. Niveau d'ancrage	67
IV.7. Détail d'exécution du clouage	67
IV.7.1. Disposition des pieux	67
IV.7.2. Ferrailage des pieux	69
IV.7.3. Ferrailage de la poutre de couronnement	70

SOMMAIRE

IV.7.4. Détail d'exécution du ferrailage	71
IV.8. Conclusion	74
CHAPITRE V : Analyse numérique du glissement	
V.1. Introduction	75
V.2. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS	76
V.2.1. Le modèle de Mohr Coulomb (MC)	76
V.2.2. Le modèle élastique linéaire	77
V.3. Type de comportement des matériaux	77
V.4. Etape de modélisation	78
V.5. Modélisation du sol sans confortement	78
V.5.1. Résultats obtenus	79
V.6. Modélisation du sol avec confortement par pieux	81
V.6.1. Modèle avec prise en compte des charges routières	85
CHPITRE VI : Estimation économique du projet	
VI.1. Introduction	94
VI.2. Calcul de la quantité des matériaux	94
VI.3. Calcul des prix	94
CONCLUSION GENERALE	96

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 : Glissement plan	2
Figure I.2 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire	3
Figure I.3 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe	3
Figure III.1: La masse du talus découpé en tranches	15
Figure III.1: La masse du talus découpé en tranches	16
Figure IV.1 : Remblai de pied	21
Figure IV.2 : Allègement en tête	22
Figure IV.3 : Reprofilage	22
Figure IV.4 : Substitution partielle	23
Figure IV.5 : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay	24
Figure IV.6 : Coupe type d'une tranchée drainante	26
Figure IV.7 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute-Garonne, France)	27
Figure IV.8 : Stabilisation par drains verticaux du glissement Noailac (Corrèze, France)	28
Figure IV.9: Exemple de clouage d'un glissement	30
Figure IV.10 : Confortement par pieux (Grèce)	31
Figure IV.11 : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé	31
Figure IV.12 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion	32
Figure IV.13 : Parement préfabriqué devant le massif en géotextile	33
Figures IV.14: Mur à paroi tirantée	33

LISTE DES FIGURES

PARTIE PRATIQUE

Figure I.1 : Extraits de la carte topographique de Bejaia	36
Figure I.2 : Photo prise du site après le glissement	36
Figure I.3: Extrait de la carte géologique de Bejaia au droit de la zone de Glissement	37
Figure I.4 : Profil géologique du site avant glissement	38
Figure I.5 : Profil géologique du site après glissement	38
Figure I.6 : Degré des zones sismiques	43
Figure II.1: Schéma du Préssiomètre	46
Figure II.2: Résultats bruts des mesures	47
Figure II.3: Résultats corrigés	48
Figure II.4 : Synthèse des essais in-situ	52
Figure II.5: Appareil de cisaillement	53
Figure III.1: Découpage en tranches d'un talus	58
Figure III.2: Forces agissant sur la tranche n	59
Figure III.3: découpage en tranches du talus	61
Figure IV.1 : Principe du clouage des pentes	65
Figure IV.2 : Disposition des pieux	68
Figure IV.3 : Distance entre les pieux	68
Figure IV.4 : Détail d'exécution des pieux de et de la poutre de couronnement	71
Figure IV.5 : Détail de ferrailage des pieux	71
Figure IV.6 : Détail de ferrailage de la poutre de couronnement	72
Figure IV.7 : Détail d'exécution des pieux et de la poutre de couronnement	72

LISTE DES FIGURES

Figure IV.8 : Détail de ferrailage des pieux	73
Figure IV.9 : Détail de ferrailage de la poutre de couronnement	73
Figure V.1 : Fenêtre d'entrée des données de Plaxis	75
Figure V.2 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	77
Figure V.3 : Déplacement horizontal (translation)	79
Figure V.4 : Déplacement vertical (affaissement)	79
Figure V.5 : Déplacement total	80
Figure V.6 : Variation du facteur de sécurité Msf en fonction des déplacements U	81
Figure V.7 : Modèle avec confortement par pieux	82
Figure V.8 : Déformation du maillage en éléments finis après confortement par pieu	82
Figure V.9 : Graphe indiquant le déplacement des pieux	84
Figure V.10 : Graphe indiquant la variation du moment des pieux	84
Figure V.11 : Modèle conforté sollicité par le convoi BC 1^{er} CAS	86
Figure V.12 : Déformation du maillage en éléments finis après le chargement 1^{er} Cas.	87
Figure V.13 : Graphe indiquant le déplacement des pieux après chargement	88
Figure V.14 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement	88
Figure V.15 : Model conforté sollicité par le convoi BC Cas n°2	89
Figure V.16 : Déformation du maillage en éléments finis après chargement Cas n°2	89
Figure V.17 : Graphe indiquant le déplacement des pieux après chargement	90
Figure V.18 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement	90
Figure V.19 : Modèle conforté sollicité par le convoi D140	91
Figure V.20 : Déformation du maillage en éléments finis après chargement	92

LISTE DES FIGURES

Figure V.21 : Graphe indiquant le déplacement des pieux après chargement	92
Figure V.22 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement	93

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE PRATIQUE

Tableau II.1 : Résultats de l'essai Prèssiométrique	49
Tableau II.2 : Résultats d'essai mécaniques	52
Tableau III-1: Résultats de calcul de la méthode des tranches	62
Tableau IV.1 : données utilisées avec SOCOTEC	69
Tableau IV.2 : Informations sur les pieux	74
Tableau IV.3 : Information sur la poutre de couronnement	74
Tableau V.1 : Caractéristiques des couches de sol en comportement drainé	78
Tableau V.2 : Paramètres utilisés pour les éléments de confortement équivalents.	83
Tableau V.3 : Paramètres utilisés pour les couches de sol après confortement	83
Tableau VI.1 : Quantité des matériaux utilisés	94
Tableau VI.2 : Cout total du projet pour les pieux de 1m de diamètre	94
Tableau VI.2 : Cout total du projet pour les pieux de 0.8m de diamètre	95

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des déplacements d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane.

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations, fonte des neiges brutales) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.

Dans notre présent travail, on va traiter un glissement de terrain affectant la RN24 en analysant la cinématique de ce glissement et les aspects géologique, hydrogéologique et hydraulique pour enfin proposer un système de confortement adéquat pour en remédier à ce phénomène.

CHAPITRE I : Généralité sur les glissements de terrain

I. 1. Définition des glissements de terrain

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants avec un impact économique sensible. Ce phénomène (glissements de terrains) peut être la conséquence d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme) ou plus ou moins la conséquence directe d'actions de l'homme telles que travaux de terrassement ou déforestation.

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

I.2. Description des principaux types de glissement de terrain

a) Glissement plan

En général, 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.

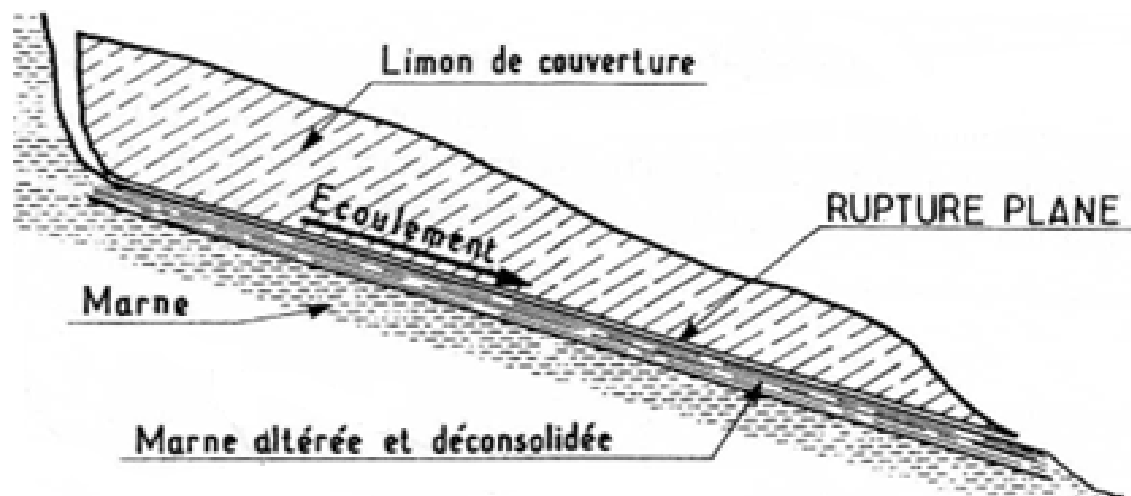


Figure I.1 : Glissement plan (G.Philippomat, 1998).

b) Glissement circulaire :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle.

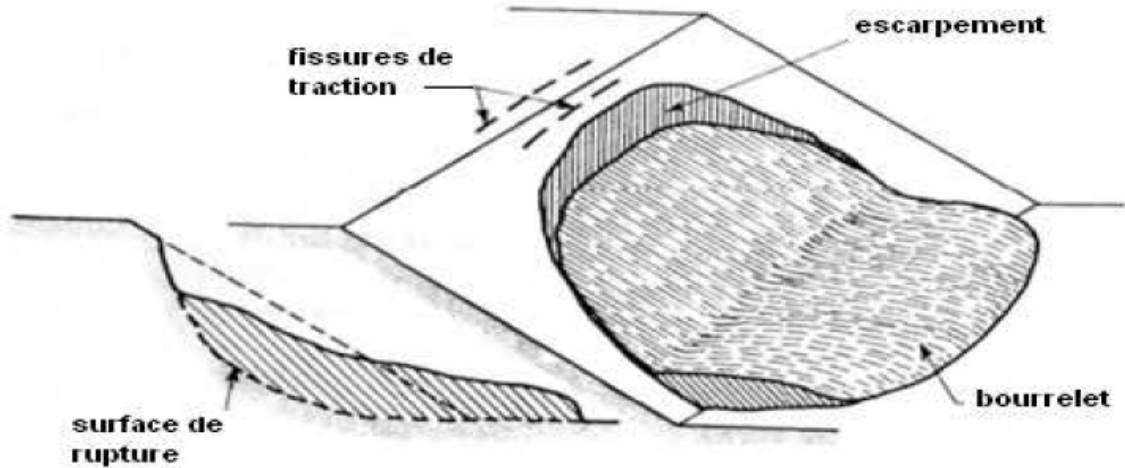


Figure I.2 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement circulaire (DURVILLE & GILLE, 2008).

c) Glissement complexe :

Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire ou complexe.

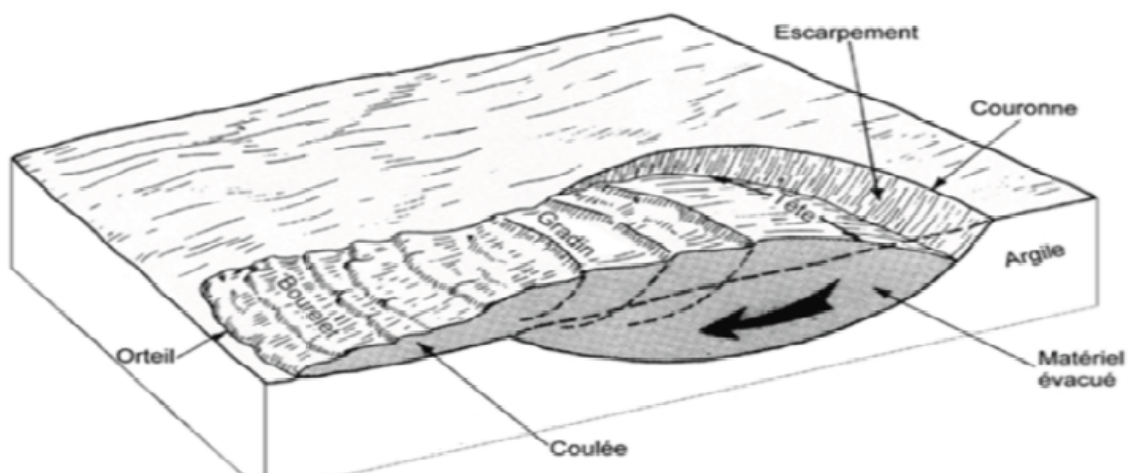


Figure I.3 : Coupe géologique et géotechnique d'un glissement complexe (DURVILLE & GILLE, 2008).

I.3. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain

- **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronnes** : sont situées au dessus de l'escarpement principal souvent peu affectées par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément la partie glissée ou se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures de traction** : s'apparaissent à la surface de la couronne, considéré comme un témoin de glissement.

I.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature.

Le traitement et l'étude de ces différents cas, nécessite quelques documentations à savoir les cartes: topographiques, géologiques, hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site instable.

CHAPITRE II : Causes et Dommages des glissements de terrain

II.1.Causes des glissements de terrains

Introduction :

Les expériences accumulées dans le domaine des glissements de terrain mettent en évidence le rôle de plusieurs facteurs comme causes majeures des glissements de terrain. Les glissements de terrain sont causés par plusieurs facteurs tels que :

II.1.1.Facteurs géologiques et géomorphologiques

La stabilité d'un versant est lié d'une part, à la nature géologique des formations le constituant et d'autre part, à sa morphologie (pente, escarpement, ...).

En effet, il existe de nombreux éléments qui interviennent dans la modification de la morphologie d'un versant (érosion torrentielle, érosion météorique, facteurs anthropiques, etc...).

Les facteurs géologiques sont souvent intrinsèques aux massifs de sols ou de roches, ils affectent sa stabilité mais aussi sa résistance à la dégradation en fonction de la présence des matériaux fragiles, altérés, cisailés ou fissurés qui se nomment matériaux favorable à la rupture.

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site : nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable ; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs (**LEBOURG, 2000**).

II.1.2.Facteurs hydrogéologiques et pluviométriques

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste de plusieurs façons et à différents stades.

C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement ils montrent une occurrence entre des

mouvements et des pluies de fortes intensités. En règle générale, le stade ultime de l'instabilité se traduit par un mouvement qui est précédé d'une augmentation des niveaux piézométriques lui-même précédé d'un intervalle de temps variable après une forte pluie.

L'étude hydrogéologique d'un bassin versant permet à partir d'un suivi piézométrique, d'estimer la quantité critique de hauteur d'eau précédant le mouvement.

Les variations hydrogéologiques peuvent avoir plusieurs origines : une origine météorologique liées aux précipitations et à la fonte de la neige, et une origine anthropique liée à la modification de la forme du versant, à la surcharge et au terrassement, ou encore à la modification de l'hydrologie naturelle du massif.

Une grande partie de l'alimentation en eau du sol provient des précipitations, tandis que l'autre partie provient des réseaux hydrauliques souterrains. En temps normal, le sol contient de l'eau jusqu'à une certaine hauteur (surface piézométrique). Suivant le mode de précipitation, différentes répartitions de l'eau dans le sol apparaissent (**LEBOURG, 2000**).

II.1.3. Facteurs anthropiques

L'aménagement de terrain provoque des déséquilibres qui généralement, à l'échelle humaine, passent inaperçus, mais lorsqu'une situation est à l'état d'équilibre précaire, la moindre intervention peut générer des désordres importants. Malgré l'état actuel des connaissances, il est encore fréquent de constater des instabilités, suite à des travaux et à une mauvaise anticipation de la stabilité.

La construction d'ouvrages sur des versants provoque de fréquents glissements avec surcharge et génération de fortes pressions interstitielles ou bien une diminution de la perméabilité des sols sous-jacents avec une perturbation de l'écoulement de la nappe et augmentation des pressions interstitielles.

Le terrassement ou la création d'un talus routier peut entraîner la suppression de la butée au pied de versant et activer le glissement.

Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, et dans un délai généralement assez court, l'apparition de glissement de terrain, le risque associé au déboisement est grand lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines
- Le drainage par évapotranspiration
- La rétention des eaux de pluie
- La protection contre l'érosion

II.1.4. Les secousses sismiques

La stabilité d'un massif est fonction du rapport des forces stabilisantes sur les forces déstabilisantes. Lors d'un séisme, il y a émission d'ondes sismiques (ou ondes élastiques) qui se propagent dans le sol. On distingue deux types d'ondes : les ondes de volume (ondes longitudinales et ondes transversales) et les ondes de surface (ondes de Love et ondes de Rayleigh). Généralement, les séismes engendrent des ondes de surface caractérisées, lors de leur passage, par un mouvement horizontal de va-et-vient. Ces ondes sont dispersives, c'est à dire que leur célérité est fonction de leur fréquence. Les ondes de Rayleigh agitent le sol selon une trajectoire elliptique. Ces ondes ont une amplitude qui décroît exponentiellement avec la profondeur.

Les ondes sismiques provoquent une sollicitation dynamique supplémentaire qui s'ajoute dans le bilan des forces d'un massif. Ce nouvel état pose un problème dynamique complexe, qui est représenté (dans le bilan) par une accélération. Cette accélération intervient dans le bilan d'équilibre et fonctionne comme une force déstabilisatrice. Cette déstabilisation peut se manifester immédiatement et peut provoquer des glissements de terrains, des coulées, des chutes de blocs et des dérangements engendrés par la thixotropie des sables. A plus long terme, si le phénomène se manifeste régulièrement, il peut y avoir modification de la résistance (fatigue du matériau) et rupture. (Passage pour le matériau de sa résistance de pic à sa résistance résiduelle). **(LEBOURG, 2000)**.

II.2. Effets dommageables possibles des glissements de terrain

a) Intensité forte

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments.

Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible.

Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a danger de mort. Des

réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. La plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont fortement affectées (p.ex. routes coupées). Il se produit des ruptures de conduites.

b) Intensité moyenne

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment.

L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coïncent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments. Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables.

Les infrastructures subissent des dommages (déformations des routes et des conduites superficielles et souterraines). Les drainages peuvent se boucher.

c) Intensité faible

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés. Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants. (HAMMADI, 2011).

CHAPITRE III : Etude d'un glissement de terrain

III.1. Processus d'étude d'un glissement de terrain

Le processus proposé ci-après concerne l'étude d'un glissement effectif de terrain. Mais en dehors du repérage géométrique de la surface de rupture, l'étude de la stabilité d'un versant avant l'apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

III.1.1. Repérage topographique d'une zone instable

a) Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

Vue à l'insuffisance des cartes topographique à petite échelle, il est indispensable d'entreprendre un levé topographique à grande échelle, afin de repérer la zone glissée, d'en tirer un plan en courbes de niveau, et des profils jalonnées. Les levés géométriques périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements.

b) Repérage des éléments caractéristiques du glissement de terrain

Les éléments auxquels on doit prêter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- Les arbres, inclinés droit ou tordus constituent les repères courants souvent les seuls dans les zones non urbanisées.
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinés.
- Les murs de soutènement ou de construction, fournissent par l'observation des divers, des ventres, des fissures, de bon repères.
- L'existence de faille de plis et d'autre indice géologique.
- Les routes et les chemins de fer dont l'état détérioration témoigne d'un mouvement actif du terrain.
- les fissures de traction.

III.2. L'enquête historique

La chronologie d'une zone instable est intéressante à reconstituer. Elle permet de mieux comprendre les causes profondes de la pathologie du glissement. Les archives administratives constituent autant de sources documentaires pour une enquête qui peut se faire suivant différentes démarches méthodologiques. Pour les événements récents, le recueil des témoignages est souvent pratiqué, notamment dans la recherche de la vitesse et du mode de glissement de terrain. La chronologie d'une zone instable est intéressante à reconstituer, car elle permet souvent de faire apparaître une succession d'unités glissées d'âges différents, ou à partir d'un glissement connu pour découvrir d'autres.

III.3. Etude géologique et géomorphologique

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site : nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles. Il est important que l'étude géologique s'étend sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable, ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

La réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente permet de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement. Les éléments tectoniques qui doivent être définis sont le pendage des couches en place et la fissuration qui affecte ces couches. Ce n'est qu'ensuite après qu'on procède à l'exécution de sondage et autres investigations profondes et approfondies, implantation des sondages, essais géotechniques.

III.4. Etude hydrogéologique

L'investigation hydrogéologique des glissements de terrain repose sur la définition préalable d'un schéma supposé réaliste du fonctionnement des aquifères du versant. Ce dernier tient compte des caractéristiques géométriques des unités géologiques, des conditions d'écoulement des eaux souterraines, des conditions hydrologiques et météorologiques.

Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps, et de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eaux et de fournir des éléments nécessaires à leur solution, elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique.

Pour une étude hydrogéologique, les techniques utilisées généralement sont :

- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits.
- Le recueil des données météorologiques.
- Les mesures de débits de sources.
- La piézométrie.

III.5. Etude géotechnique

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécaniques d'un sol à partir d'essai in-situ et au laboratoire.

Cette étude a pour but de :

- Définir avec précision la géologie du site étudié.
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement.
- Mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

III.5.1. Sondage et prélèvement d'échantillon

Les sondages sont la partie la plus importante d'une reconnaissance. Leur nombre et leur implantation ne seront recommandés qu'après une étude géotechnique effectuée au préalable.

Leur nature dépend du but à atteindre, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone et également dans la zone stable immédiate.

Le prélèvement d'échantillons peut se faire à la tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols et au carottier pour la mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols.

Cependant la modification des contraintes initiales au moment de prélèvement des sols en place peut introduire une certaine déstructuration des carottes et on peut penser que pour certains (en particulier des sols faiblement surconsolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraîne un certain remaniement.

III.5.2. Valorisation des sondages

On doit s'efforcer à valoriser les sondages carottés, qui sont des essais onéreux, par les techniques complémentaires suivantes :

- Reconnaissance diagraphique au moyen des sondes descendues dans les trous de forage qui permet parfois de faire apparaître les surfaces de glissement.
- Essai préssiométrique avec concentration au voisinage de la surface de rupture lorsqu'on a une première idée sur celle-ci.
- Mise en place des tubes piézométriques dans les sondages verticaux.

- Mise en place dans un certain nombre de forages verticaux des tubes de déformation (inclinomètre) permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

III.5.3. Les essais géotechniques

Il s'agit de caractériser, sous l'angle mécanique, les terrains constituant la zone instable, et plus précisément la zone de faiblesse au droit de laquelle passe la rupture.

Compte tenue de l'hétérogénéité fréquente des terrains rencontrés dans les zones de glissement, il est toujours difficile d'attribuer des caractéristiques mécaniques précises aux formations inventoriées. On s'efforce donc, à des essais variés et en nombre suffisant, de définir des fourchettes de valeurs qui fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques.

Par ailleurs, le repérage géométrique de la surface de glissement peut souvent être corroboré par les caractéristiques mécaniques du milieu; ainsi on assiste généralement à une chute de résistance, et une augmentation de la teneur en eau, au voisinage de la surface de rupture.

D'une façon générale, les caractéristiques mécaniques sont, pour les mêmes terrains, plus faibles en moyenne dans la masse en mouvement que dans le soubassement intact et stable. Ce fait offre un repérage complémentaire indirect de la zone concernée par l'accident.

- **Les essais au laboratoire**

A partir des échantillons intacts prélevés par sondage carotté, on définit les poids spécifiques, la teneur en eau naturelle, le degré de saturation, les limites d'Atterberg, la granulométrie, le cisaillement à la boîte (C' et φ' : à long terme, C_u et φ_u à court terme).

- **Les essais in-situ**

Compte tenue de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in-situ (préssiomètre, pénétromètre, scissomètre) sont particulièrement adaptés, ils sont relativement peu onéreux et d'exécution rapide. Parfois, la mise en oeuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse instable, de blocs durs répartis de façon anarchique, qui stoppent l'avancement des outils, ceci concerne plus particulièrement le pénétromètre, même lourd et le scissomètre.

III.5.4. La prospection géophysique

Les méthodes géophysiques rendent des services importants pour estimer la variabilité des conditions d'infiltration en surface et en particulier pour mettre en évidence des zones de recharge préférentielle du glissement. La campagne géophysique permet d'estimer la surface

de rupture de glissement en profondeur. Toute fois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques.

III.6. Etude analytique

De manière classique, on définit les conditions d'équilibre limite et on utilise un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

Les méthodes de calcul à la rupture considèrent l'ensemble des forces qui assurent l'équilibre de la masse de sol susceptible d'être en mouvement (connaissance des limites géométriques et des surfaces de rupture).

L'ensemble des forces qui interviennent sur le massif se décomposent en forces de cisaillement le long de la surface de rupture et en forces de résistance au cisaillement que peut mobiliser le sol. Dans ce cas, le critère de rupture considéré est celui de Mohr-Coulomb.

Sur la base de cette connaissance, le coefficient de sécurité de la surface de rupture se définit comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface : $F_s = \tau_{max}/\tau$. Si F_s est supérieur à 1, il n'y a pas de rupture locale.

L'expression de τ en se basant sur le critère de Mohr-Coulomb est la suivantes :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{F_s} \text{ En termes de contrainte totale.}$$

$$\text{Et } \tau = \frac{c' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_s} \text{ En termes de contrainte effective.}$$

Où c' et φ' représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement effectifs.

Et μ : la pression interstitielle.

Ci-après nous allons nous intéresser à la méthode la plus courante qui est la méthode de l'équilibre des moments pour le calcul du coefficient de sécurité F_s .

III.6.1.Méthodes de l'équilibre des moments :

Les méthodes qui supposent une surface de rupture circulaire envisagent l'équilibre des moments sur le centre du cercle pour l'ensemble de la masse libre composé de toutes les tranches.

Par cette méthode, le coefficient de sécurité est défini par le quotient :

$$F_s = \frac{\sum \text{des moments résistants maximaux}}{\sum \text{des moments moteurs}}$$

1. Méthode des tranches pour une surface de rupture circulaire:

La méthode des tranches a été introduite par Petterson (1916). Le massif instable est découpé en tranches verticales de largeur égale. Le bilan de l'équilibre de chaque tranche est réalisé puis sommé sur l'ensemble des tranches. Un bilan des équations disponibles et des inconnues permet ensuite de définir le nombre d'équations à ajouter au système pour qu'il puisse être à l'équilibre (force et moment).

La méthode des tranches repose sur les hypothèses suivantes :

- La surface de rupture est un cylindre à section circulaire.
- Le sol a un comportement rigide plastique.
- Le critère de rupture de sol est celui de Mohr-Coulomb ($\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \varphi'$) dans une analyse à long terme et ($\tau_{max} = c_u$) dans une analyse à court terme.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle. Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture , le moment moteur peut être exprimée comme :

$$M_m = \sum W_i a_i$$

Tel que : W_i est le poids de la $i^{ème}$ tranche.

Et : a_i est la distance horizontale entre le centre du Cercle et le centre de la tranche i représentant le bras de levier du moment moteur, son expression analytique est :

$$a_i = r \sin \alpha_i$$

Comme la montre la figure ci-dessous :

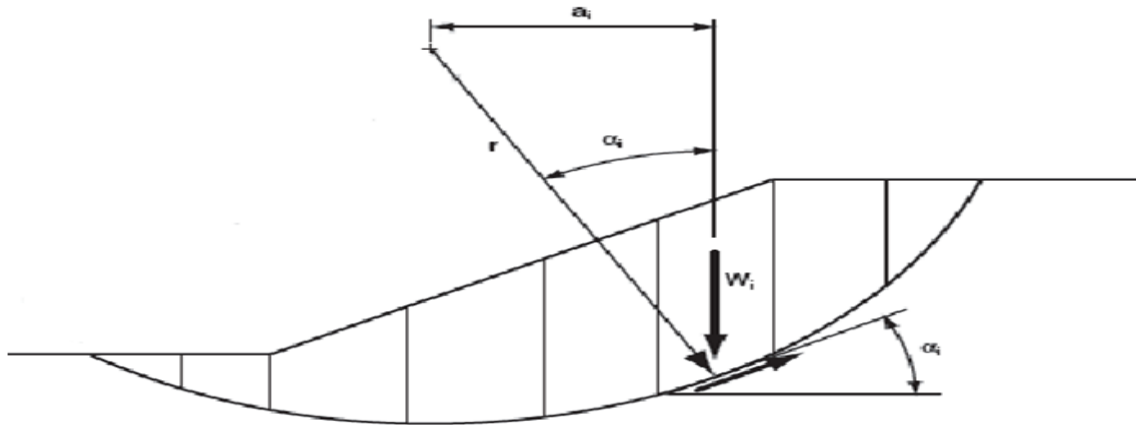


Figure III.1: La masse du talus découpé en tranches (HAMMADI, 2011)

Ainsi, le moment moteur est : $M_m = r \sum W_i \sin \alpha_i$

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement r sur la base de chaque tranche; la contrainte normale a sur la base de chaque tranche agit à travers le centre du cercle, et donc ne produit aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$M_r = \sum r \cdot T_i = r \sum T_i$$

Où : r est le rayon du cercle et T_i est la force de cisaillement à la base de la $i^{\text{ème}}$ tranche.

Exprimant le moment résistant en fonction de la contrainte de cisaillement :

$$M_r = r \sum \tau_i \Delta l_i$$

Avec : Δl_i est la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur.

III.6.2.Méthode de Bishop

La méthode de Bishop est partagée en deux méthodes qui sont les suivantes :

a) Méthode détaillée

Les composantes $V_n, V_{n-1}, H_n, H_{n+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB et influencent la réaction R_n comme le montre la figure ci-dessous.

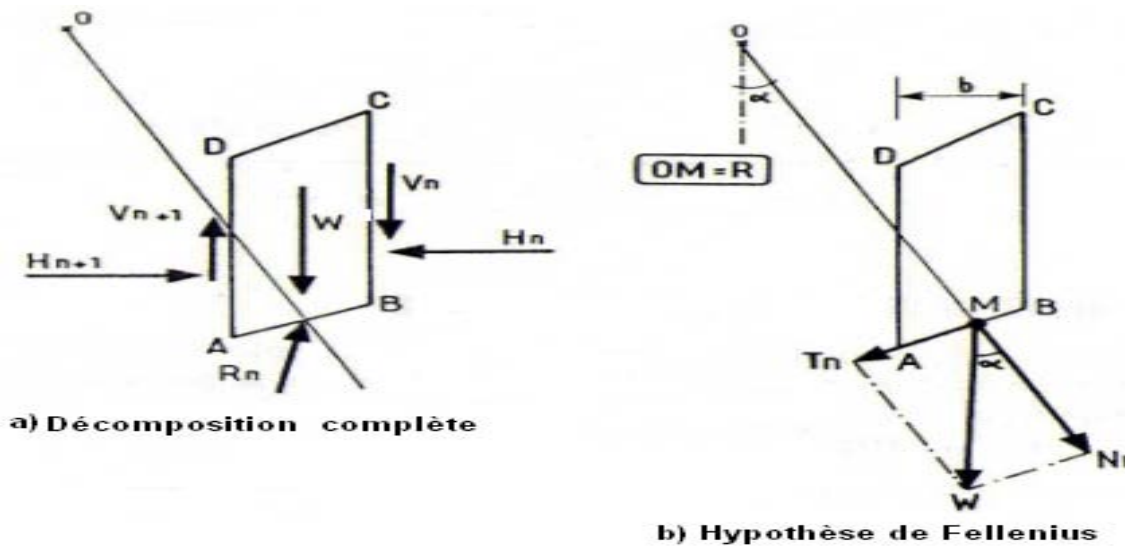


Figure III.2 : Forces agissant sur la tranche n (G.Philipponnat, 1998).

En 1954, Bishop a publié une méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W + (V_n - V_{n-1}) - \mu_n \cdot b] \tan \varphi + C_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

Pour déterminer F_s il faut :

- Procéder par itération successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.

Définir $V_n - V_{n+1}$. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur (G.Philipponnat, 1998).

b) Méthode simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée l'équation précédente devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - \mu_n \cdot b) \tan \phi_i + \hat{C}_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi_i}{F_s}}$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. Le résultat est rapidement convergent. Evidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur.

III.6.3. Méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont négligées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en contrainte effective est exprimée par la méthode de Fellenius comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (\hat{C}_i b_n + (W \cos^2 \alpha_n - \mu_n \cdot b_n) \tan \phi_i) \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha_n}$$

III.7. Phase de modélisation du terrain

A ce stade, la nature des terrains a été reconnue au droit des points de sondage, les caractéristiques mécanique des sols ont été mesurées et les fluctuations des niveaux d'eau ainsi que la profondeur du glissement identifiées. La phase de modélisation du glissement peut intervenir avec pour finalité de pré-dimensionner des solutions de confortement.

Le but est alors de transposer les reconnaissances menées par points et permettre une représentation interprétative. Les calculs de stabilité sont alors menées sur les profils de terrain jugés représentatifs. Le principal intérêt de ces calculs réside dans l'estimation de la

valeur du coefficient de sécurité F_s , ce coefficient permet d'évaluer le degré d'instabilité du site, ensuite envisager s'il y a lieu, des dispositions confortatives.

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol sont déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel de rupture d'autre part.

III.8.Approche numérique basée sur la méthode des éléments finis

En pratique, bien que les méthodes de calcul classique de la mécanique des sols soient toujours utiles, les logiciels de calcul par éléments finis sont également devenus des outils très utilisés par les ingénieurs, et on citera à titre d'exemple les codes commerciaux tels que : PLAXIS, SLOPE/W, TALREN, GT-strudel.....etc.

Dans les problèmes géotechniques, la recherche se base essentiellement sur quelques inconnus de base. Le comportement du sol ou de la structure pourra être prévu si ses inconnus peuvent être déterminés. Ces derniers sont appelées aussi variables de champ et ils varient selon le problème technique abordé.

L'analyse par éléments finis réduit ces inconnus à un nombre fini en divisant la région du problème considérée en petites zones appelées 'élément', et en exprimant les variables de champ inconnues en termes de fonctions d'approximation (fonction d'interpolation ou fonction de forme) dans chaque élément. Ces fonctions d'interpolation sont définies en termes de variables de champ des points spécifiques appelés 'nœuds' ou 'points nodaux'.

Ainsi dans l'analyse par la méthode des éléments finis, les variables de champ des points nodaux.une fois que ceux-ci sont trouvés, les variables de champ en un point quelconque peuvent être trouvées en employant des fonctions d'interpolation.

Les étapes nécessaires pour une analyse par les éléments finis sont les suivantes :

- Choix judicieux de la variable principale (déplacement nodal dans le cas de la MEF).
- Discrétisation du milieu continu.
- Choix des fonctions d'interpolation.
- Détermination des propriétés élémentaires.
- Assemblage des propriétés élémentaires pour obtenir les propriétés globales.

- Imposition des conditions aux limites.
- Résolution du système d'équation pour obtenir les inconnues nodales.
- Calcul supplémentaire pour la détermination d'autres paramètres requis (Ali, 2011).

III.9.Choix de la méthode à utiliser et du coefficient de sécurité

La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles par rapport à la méthode de Bishop, les écarts peuvent atteindre 10% ,ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de la sécurité.

La méthode de Bishop simplifiée est couramment utilisée contrairement à la méthode détaillée puisque les écarts entre ces deux méthodes sont négligeables devant les incertitudes dont sont entachés les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité du sol,.....etc.).

Il faut attacher au coefficient de sécurité une valeur probabiliste. L'expérience a montré que sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul :

- Les talus restent toujours stables si $F_s \geq 1,5$.
- Le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$.

Entre ces deux valeurs s'étend un domaine ou il existe un risque de rupture, risque qui tend à augmenter si F_s diminue. Généralement le coefficient global de sécurité minimal requis est entre 1,4 et 1,5 (G.Philipponnat, 1998).

Remarque : Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est en fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale, lorsqu'il s'agit de sol argileux, le calcul à court terme conduit à un coefficient de sécurité le plus faible.

L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques non drainées (C_u et ϕ_u) .Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car le long terme sera atteint rapidement, alors les caractéristiques mécaniques qui sont utiles sont (C et ϕ').

CHAPITRE IV : Méthodes de confortement

IV.1 .Introduction :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F_s = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F_s = 1,5$.

IV.2.Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai drainant en pied ;
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

IV.2.1.Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace.

L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit se justifier par la stabilité au renversement, par la stabilité au glissement sur la base et par la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. La stabilité au grand glissement suppose que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.

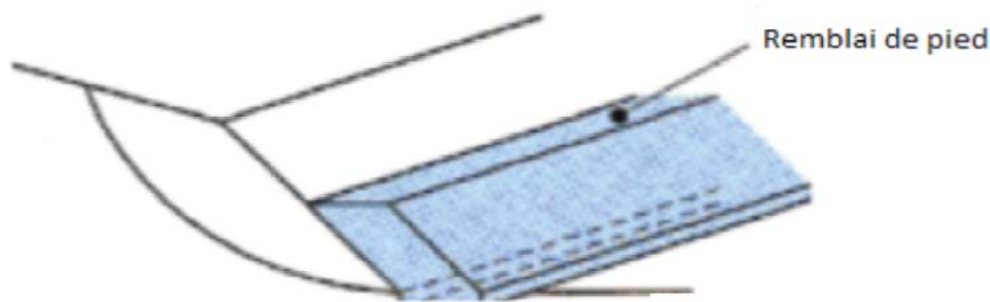


Figure IV.1 : Remblai de pied (DURVILLE & GILLE, 2008).

IV.2.2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

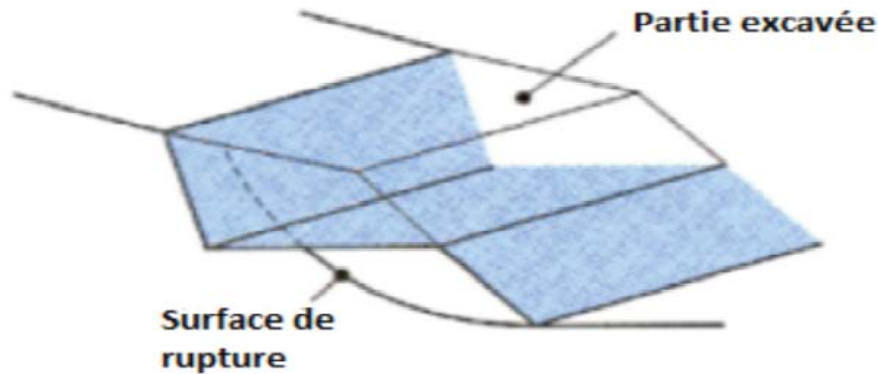


Figure IV.2 : Allègement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008).

IV.2.3.Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

Notons que l'exécution de reprofilage a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

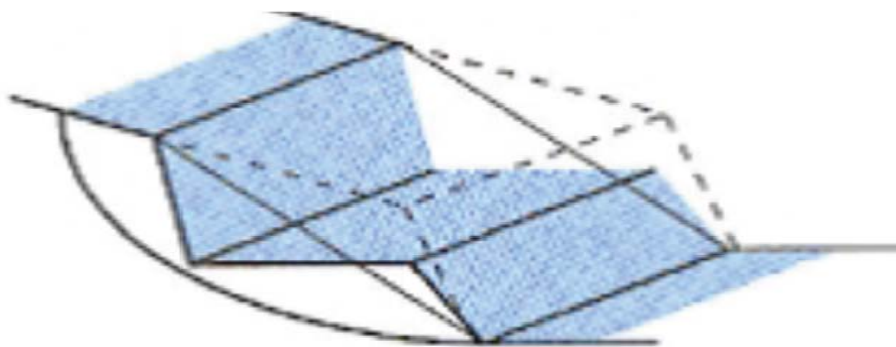


Figure IV.3 : reprofilage (DURVILLE & GILLE, 2008).

IV.2.4. Purge des matériaux remaniés

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

IV.2.5 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus.

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

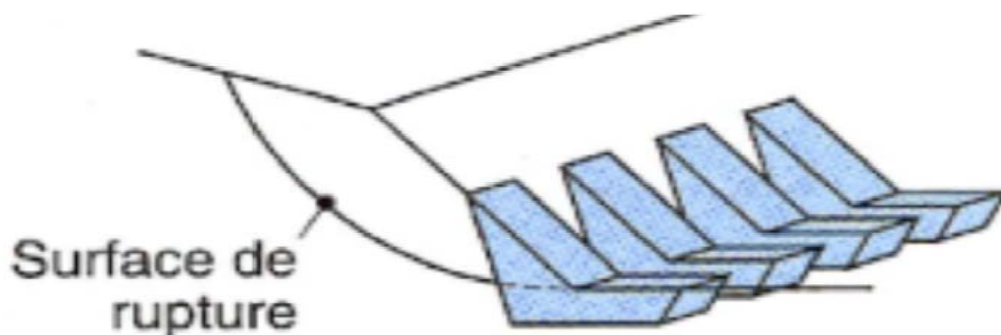


Figure IV.4 : substitution partielle (DURVILLE & GILLE, 2008).

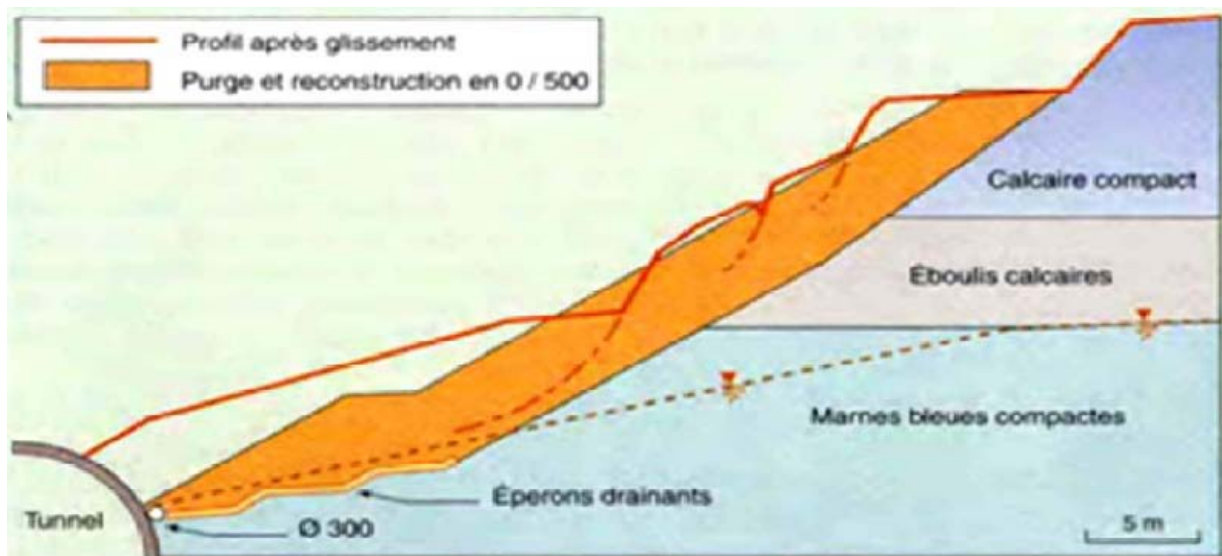


Figure IV.5 : substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay.

IV.3. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation (**DURVILLE & GILLE, 2008**).

IV.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement.

Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéisation des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

IV.3.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection.

Le remplissage est réalisé en matériau drainant; un géotextile est parfois disposé comme filtre.

A la tranchée : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage.

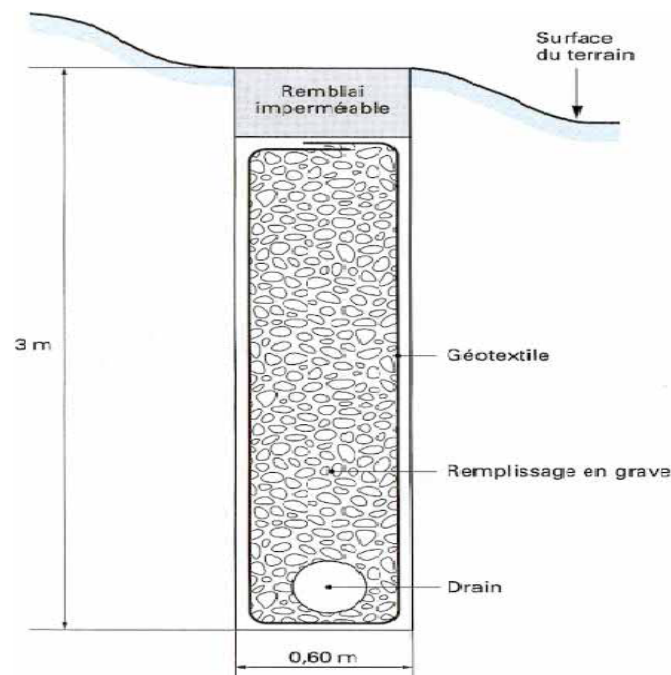


Figure IV.6 : Coupe type d'une tranchée drainante (DURVILLE & GILLE, 2008).

- A la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable (DURVILLE & GILLE, 2008).

IV.3.3. Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible.

Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure (**DURVILLE & GILLE, 2008**).

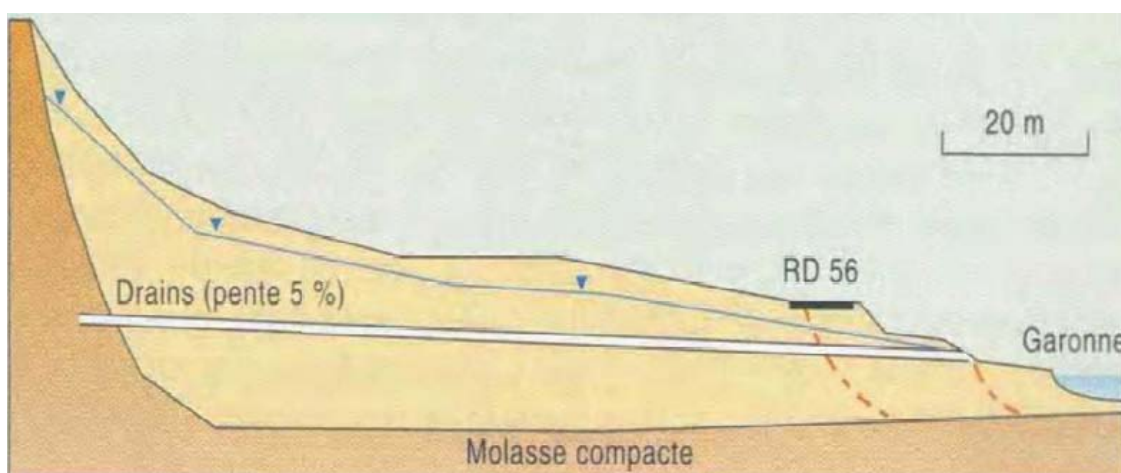


Figure IV.7 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute-Garonne, France)

IV.3.4.Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

IV.3.5.Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Le creusement de galeries drainantes est une solution chere mais efficace.

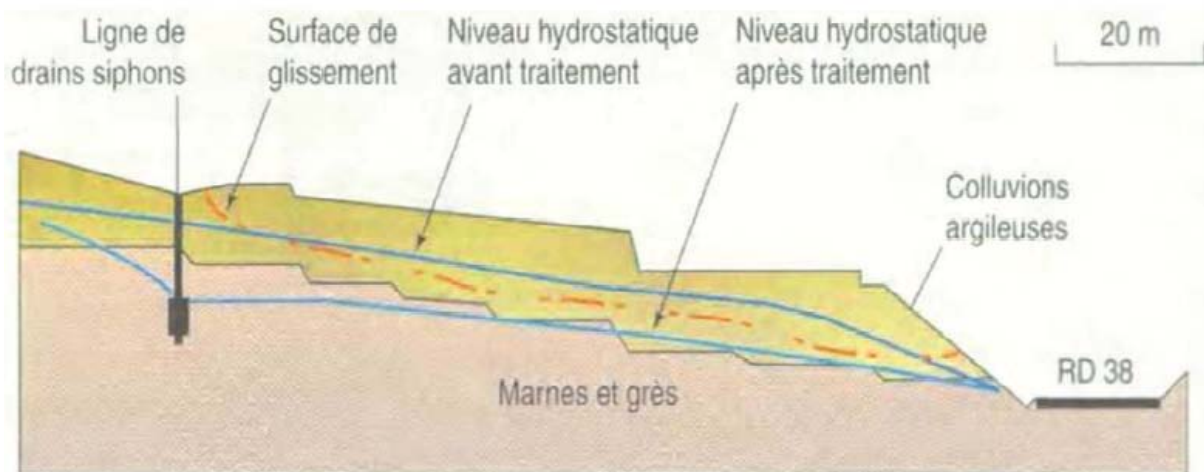


Figure IV.8 : stabilisation par drains verticaux du glissement Noailac (Corrèze, France)

IV.4. Inclusion d'éléments souples ou rigides

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison est qu'il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro-pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

IV.4.1. Les clous et micro-pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou.

Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

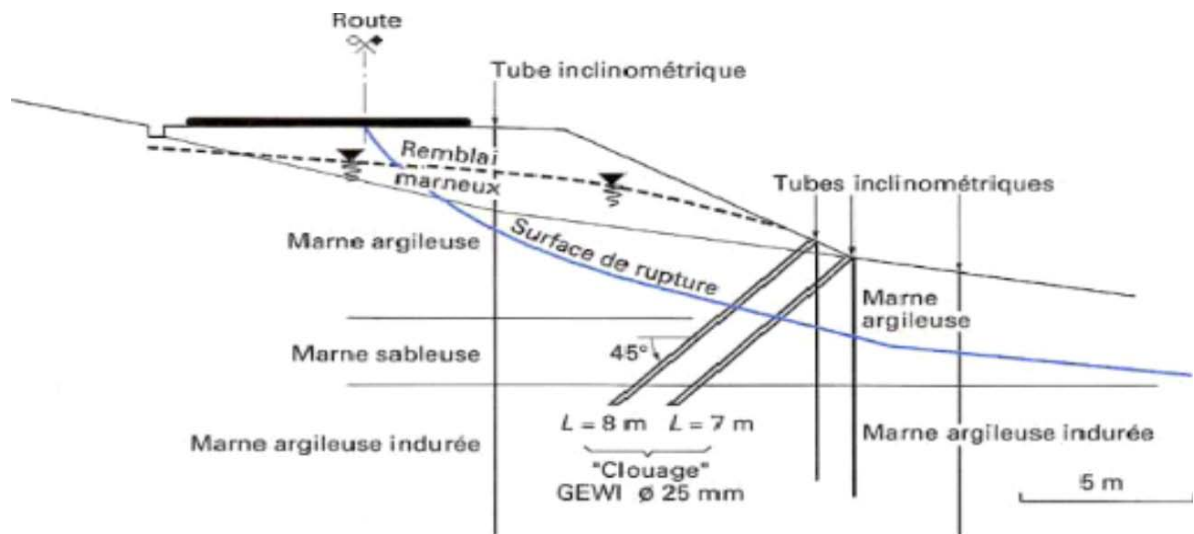


Figure IV.9: Exemple de clouage d'un glissement (DURVILLE & GILLE, 2008).

IV.4.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement.
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

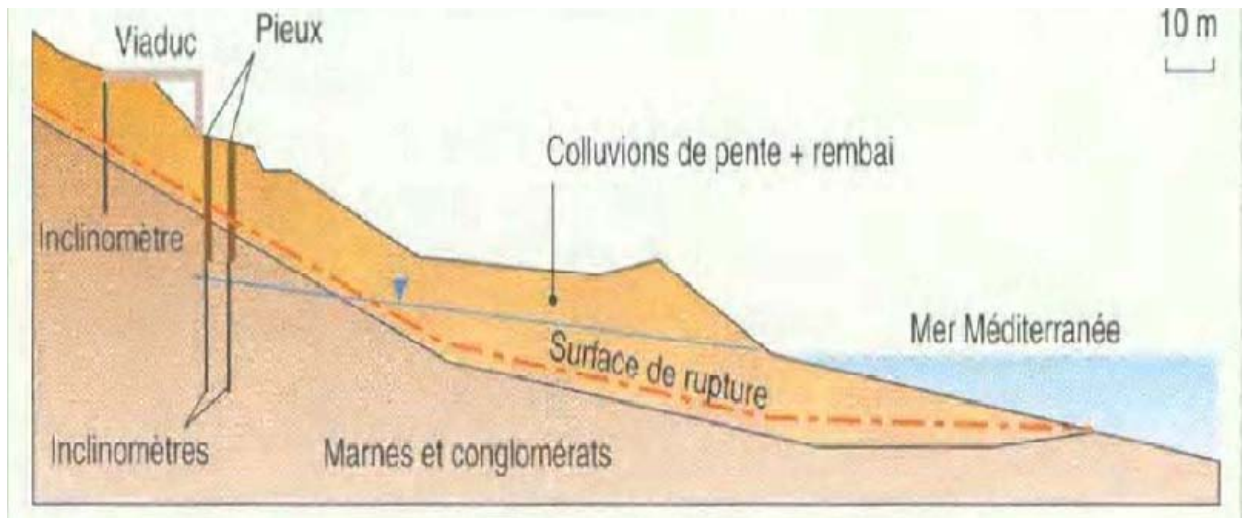


Figure IV.10 : confortement par pieux (Grèce).

IV.5.Ouvrage de soutènement

Il existe deux types d'ouvrage de soutènement :

IV.5.1.Les ouvrages rigides

Les ouvrages rigides ne sont pas toujours les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression), et on cite à titre d'exemple les murs en béton.

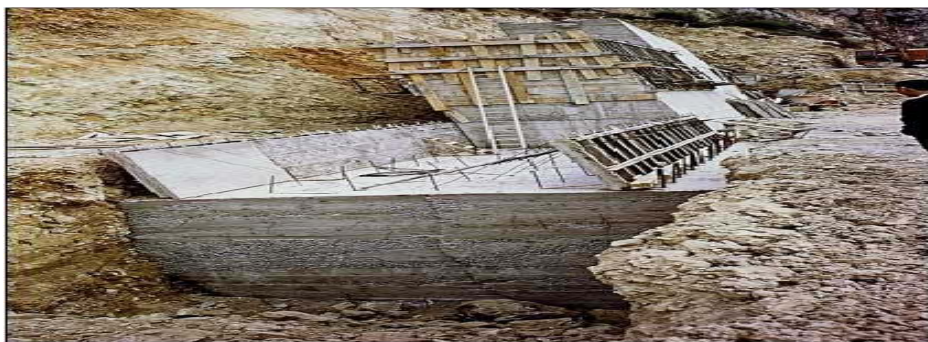


Figure IV.11 : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

IV.5.2. Les ouvrages souples

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure IV.12 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).



Figure IV.13 : Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

IV.6. Parois avec tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.



Figures IV.14: Mur à paroi tirantée (Boumerdes ,2012)

IV.7. Boisement et reforestation

L'action stabilisatrice d'un couvert végétale, et notamment d'une forêt, sur un versant, préventivement ou en guise de remède, est un fait acquis chez les scientifiques et les techniciens, et les services forestiers des pays de montagnes affectés par des glissements ont entrepris depuis longtemps des reboisements là où la déforestation est précisément rendue responsable de l'aggravation des phénomènes. Quelques auteurs ont cependant fait entendre une opinion quelque peu divergente, selon laquelle, dans un premier temps, la disparition de la forêt entraînerait plutôt une stabilisation. Cela serait dû à l'élimination de la surcharge, au ralentissement de la reptation du sol. Mais au bout d'un certain temps, la diminution de l'évapotranspiration et la remontée de la nappe phréatique joueraient, en sens inverse, en faveur de l'instabilité.

Le rôle de la végétation est, d'une part, mécanique, joué par les racines. Des cas de glissements ont été mis en relation avec la destruction du système racinaire, après déforestation, et pour des forêts de types différents, de l'Alaska au Brésil, ou dans les Alpes.

Plusieurs spécialistes n'estiment qu'un couvert forestier ne produit qu'une surcharge faible, qui ne peut contribuer à l'instabilité que dans le cas de versant dont l'inclinaison dépasse l'angle de friction interne du matériau. L'effet du vent sur la stabilité, dans une forêt et après déforestation, n'a pas encore été réellement évalué. Il en est de même pour l'effet de pénétration des racines dans le sol et, ou, la roche. On peut faire remarquer qu'il ne peut jouer un grand rôle en milieu forestier tropical, puisque le réseau racinaire y reste très superficiel.

CONCLUSION

Cette modeste recherche bibliographique nous a permis de donner quelques indications sur les glissements de terrain , et de citer les principales causes de ces phénomènes, et les dégâts que peuvent engendrés, pour ensuite élaborer les techniques de confortement adéquates au type et à l'ampleur du mouvement et cela en procédant par les étapes suivantes :

- Etude géologique et géomorphologique (nature du terrain du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles...etc.) ;
- Etude hydrologique et hydrogéologique (repérage du niveau d'eau dans les puits, recueil des données météorologiques, mesures de débits de sources, mesures piézométriques...etc.) ;
- Etude géotechnique (détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de la couche de sol en mouvement) ;
- Etude de stabilités par différentes méthodes (méthodes globales, méthodes des tranches);

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- par les risques qu'ils font encourir aux habitations et aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.
- par la difficulté technique des confortements.
- par le coût toujours élevé des travaux de confortement.

Il est donc essentiel de faire des études approfondies, pour mieux adapter nos ouvrages aux impératifs du sol. Les études essentielles qu'on doit faire concernent :

- L'étude géologique du site.
- L'étude hydrologique et hydrogéologique du site.
- L'étude géotechnique.
- L'étude de stabilité par les différentes méthodes.

PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE I

CHAPITRE I : Présentation du site

I.1.Situation du site

Le glissement de terrain, survenu au PK 226+300 à une distance de 200 m de la mer au lieu dit Tighremt qui se situe à 27 km à l'ouest du chef lieu de la wilaya de Bejaia, a occasionné l'effondrement d'une section de la route nationale RN24 reliant la wilaya de Bejaia et celle de Tizi-Ouzou sur un linéaire de l'ordre de 120m, accompagné d'un affaissement variable de 6 à 8m et d'une translation de la route sur 10m dans la direction sud-nord (vers la mer).



Figure I.1 : Extraits de la carte topographique de Bejaia.



Figure I.2 :Photo prise du site après le glissement

I.2. Contexte géologique

I.2.1. Géologie régionale

D'après la carte géologique de Bejaia N°26 à l'échelle 1/50000^{ème}, la région avoisinant la zone de glissement a la stratigraphie suivante :

❖ **OE** : Nummulitique supérieur.

a) Faciès de base de la transgression, représentés par des conglomérats à éléments primaires et des marnes gréseuses à Orthophragmine au Bouhattem. Dans la région de l'oued Saket, de la pointe Mèzaia et de l'oued Meraid, on remarque la présence de grès Psammétique et de calcaires gréseux lenticulaires à Nummulites lutétiennes remaniées.

b) Faciès Flysch, il est représenté par l'alternance de grès quartziteux et de marnes schisteuses, avec, à la base, des bancs de grès grossiers lenticulaires.

❖ **C¹⁻³** : Albo-aptien. Facies flysch typique avec des alternances de schistes et de grès fins quartziteux. Il est daté de nombreux gisements d'Orbitolines.

❖ **q³** : Dunes et sables consolidés. A Boulimat et en bordure du djebel Gouraya, sables consolidés à stratification entrecroisées avec quelques débris de coquillages. Ces sables sont souvent recouverts d'argile sableuse rouge (Boulimat).

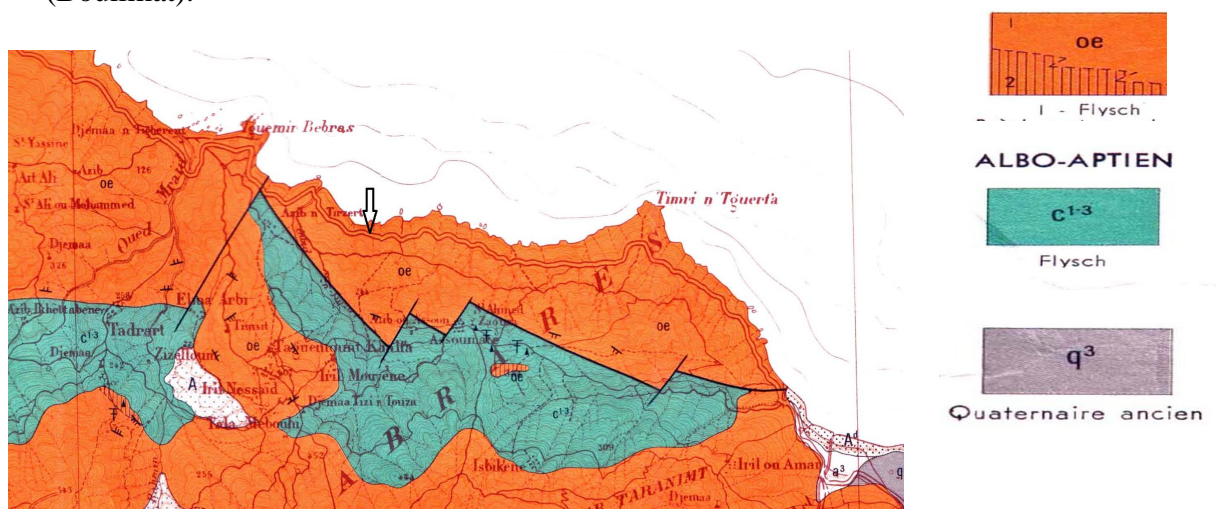


Figure I.3: Extrait de la carte géologique de Bejaia au droit de la zone de glissement (BET BICS , 2012).

I.2.2. Géologie locale

La section affectée est formée d'éboulis de pente (colluvions), surmontant une couche marno- schisteuse.

Afin de donner une description de la géologie du site en place, trois (3) sondages carottes ont été réalisés l'axe du glissement, les couches traversées sont :

- Une petite couche de remblai (remblais de chaussée) qui ne dépasse pas 1m de profondeur.
- Une couche d'éboulis de pente (gros blocs à matrice argileuse) allant jusqu'à 13m de profondeur.
- Une couche de pelite varicolore (grisâtre à rougeâtre) allant jusqu'à 25m.

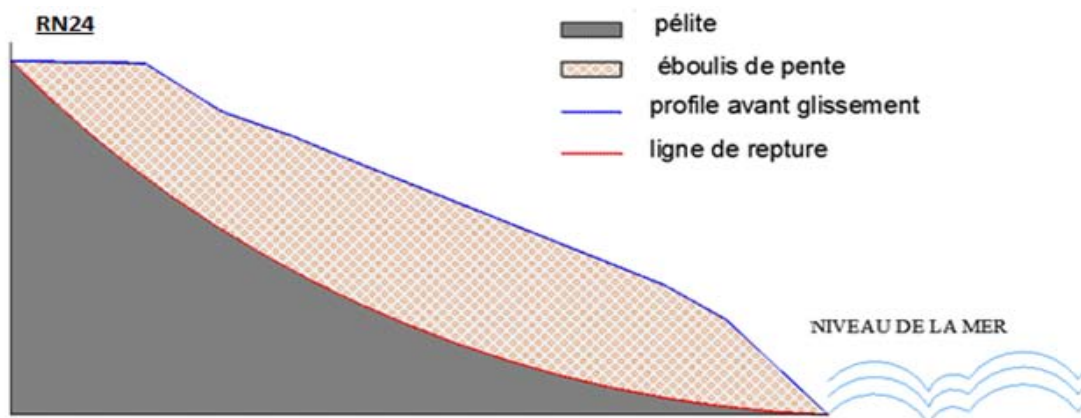


Figure I.4 : Profil géologique du site avant glissement.

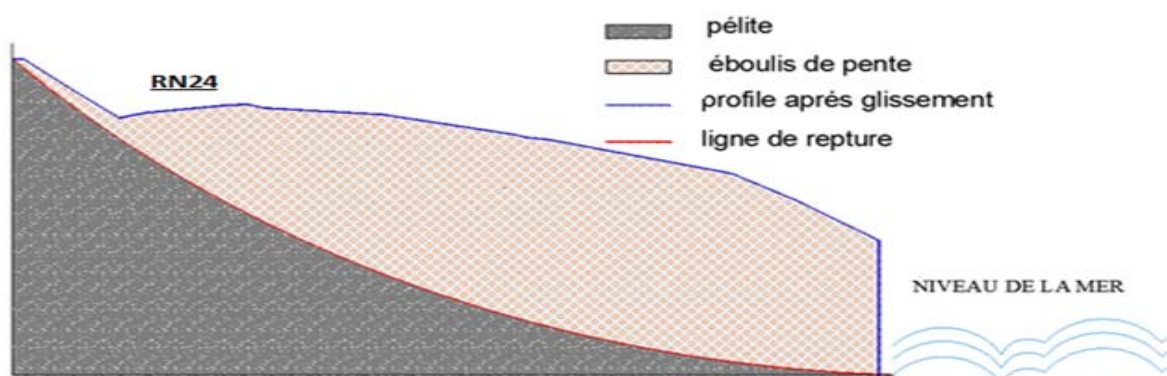


Figure I.5 : Profil géologique du site après glissement.

I.3. Hydrogéologie du site

I.3.1. Introduction

La pluviométrie et les différents apports d'eau forme un facteur prépondérant dans la modification des paramètres physico-mécaniques d'un sol, d'où l'importance de l'étude hydro-climatologique .

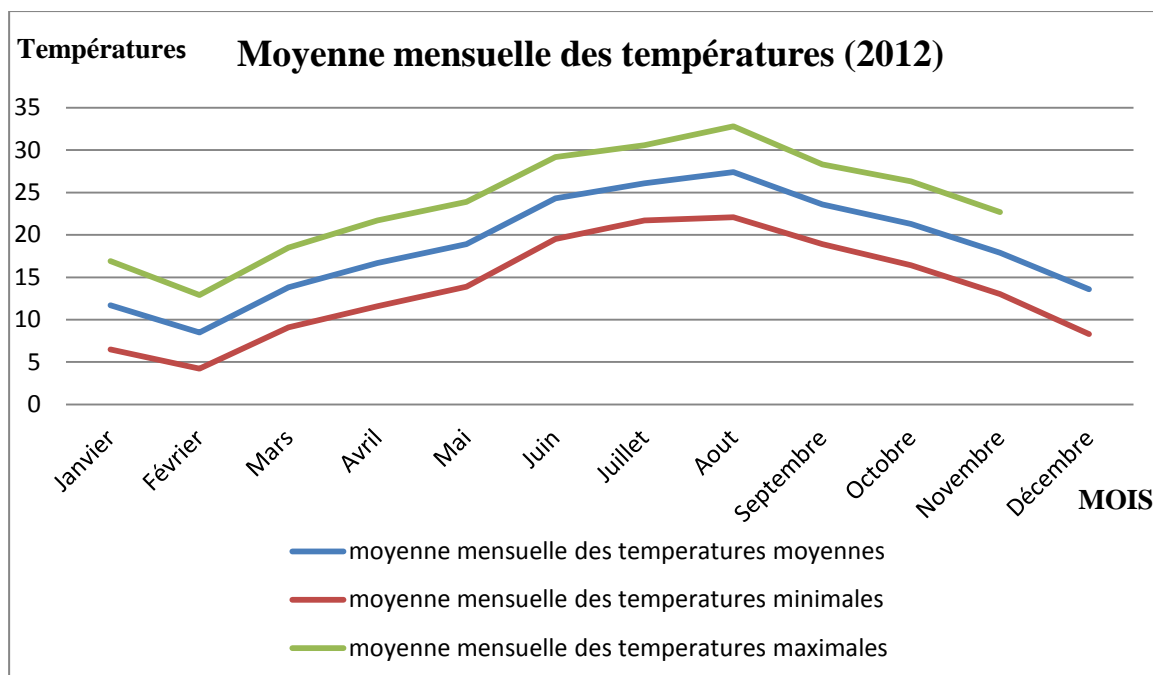
I.3.2. Climatologie

Le climat de Bejaia est un climat méditerranéen, pluvieux et humide en hivers, chaud et sec en été.

a) La température

Les données fournies par l'ONM (Office National de la Météorologie) concernant les températures mensuelles enregistrées ont fait l'objet de cette étude.

Les données de l'année ont été projetées sur le graphe spécifique suivant :



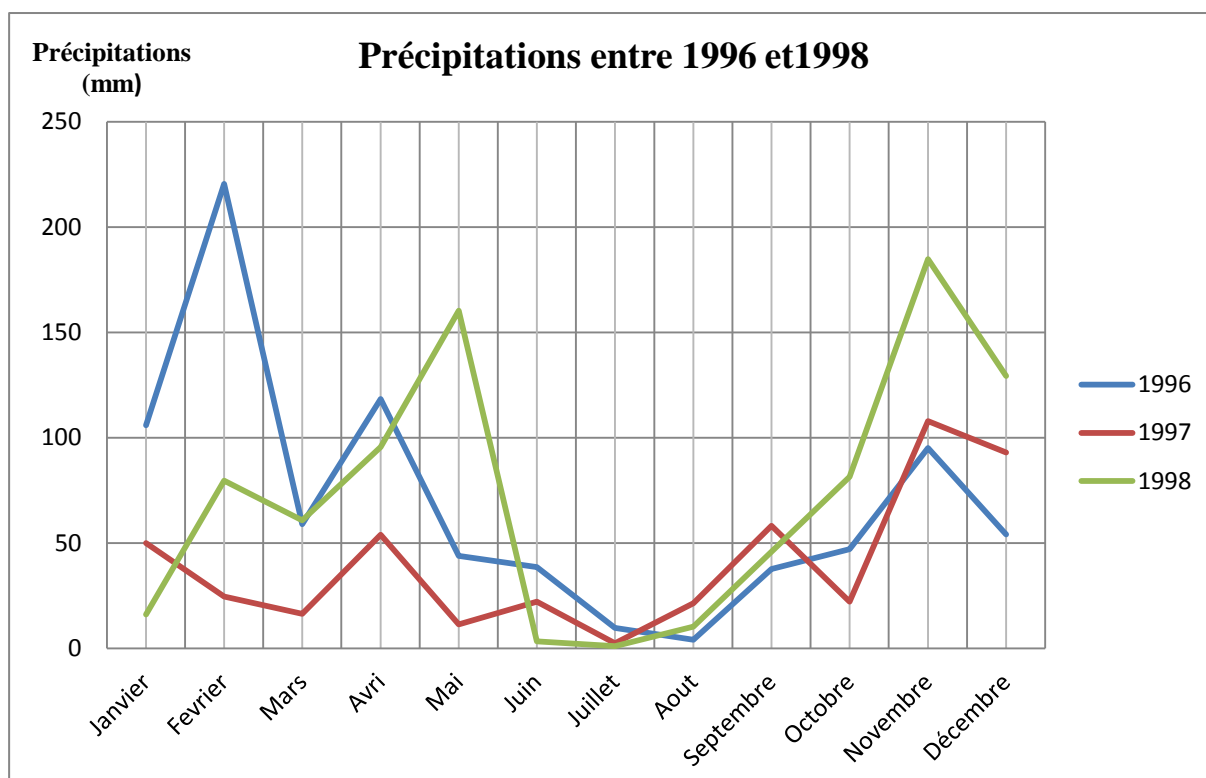
L'analyse des températures mensuelles figurées sur le graphe précédent, nous a permis de mettre en évidence les faits suivants :

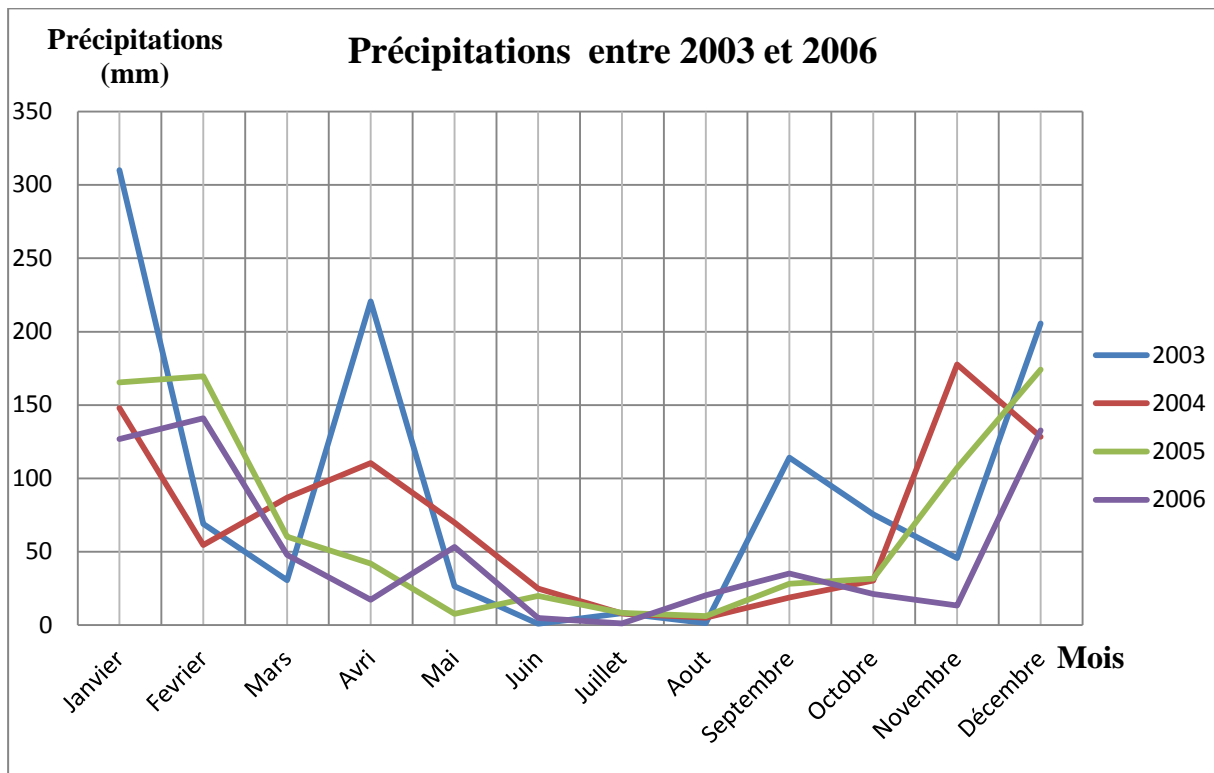
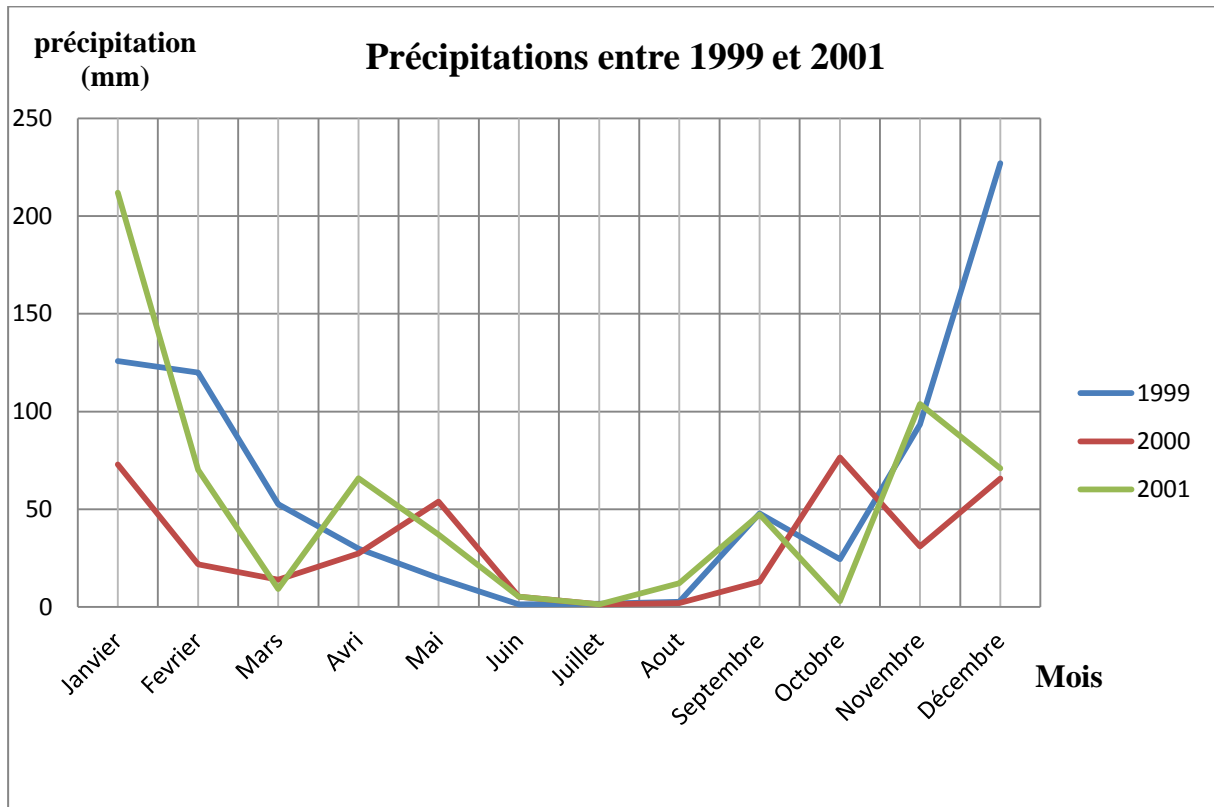
- La température moyenne annuelle est de 18.7 °C
- Les températures minimales oscillent entre 4.2 °C (février) et 22.1 °C (aout), alors que les températures maximales oscillent entre 12.9°C (février) et 32.8°C (aout).
- Une période chaude comprise entre juillet et septembre.
- Une période froide entre les mois décembre et février.

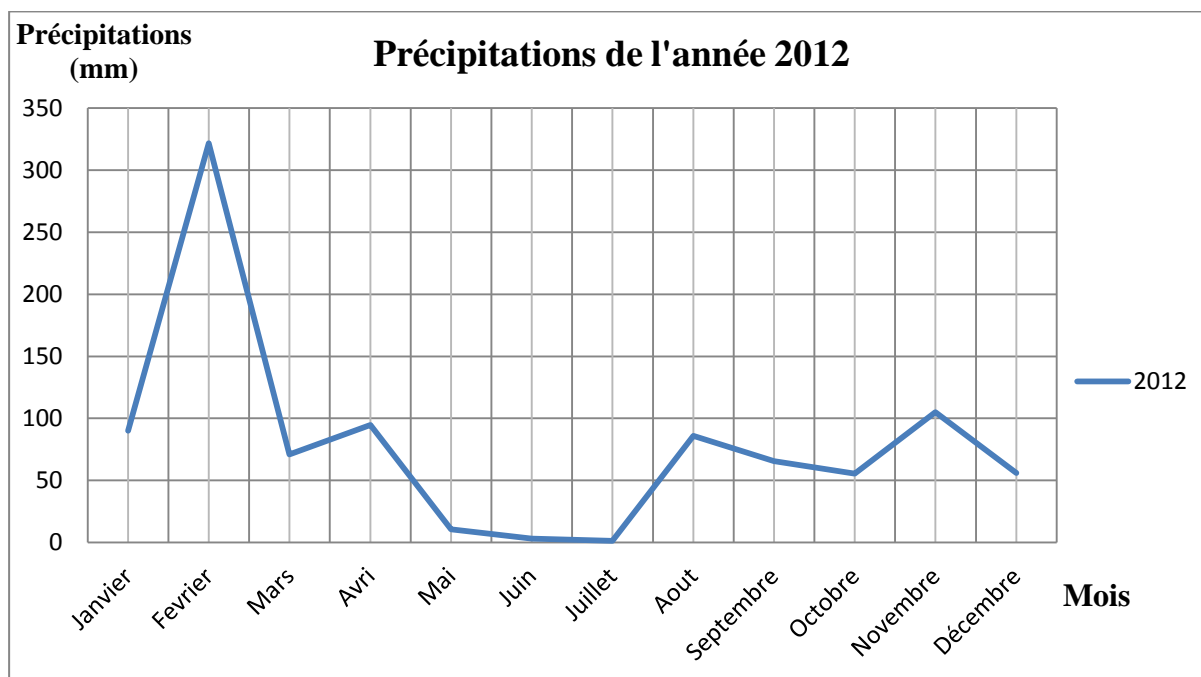
Il est à souligner l'existence d'un écart importante entre les températures moyennes des mois les plus chauds et les plus froids.

b) La pluviométrie

Les données fournies par l'ONM (Office National de la Météorologie) concernant les précipitations mensuelles enregistrées ont été projetées sur les graphes spécifiques suivants :







L'analyse des précipitations mensuelles figurées sur les graphes précédents notamment celles enregistrées durant l'année où le glissement s'est produit (Avril 2012) nous permet de mettre en évidence les faits suivants :

- Les précipitations sont assez importantes et inégalement réparties dans l'année ,les mois de juin et juillet sont les plus secs.
- Le maximum est de 321.5 mm, enregistré en mois de février c'est-à-dire deux mois seulement avant le déclenchement du glissement ce qui nous ramène à conclure que les précipitation du mois de février sont certainement le facteur déclenchant de ce glissement .

I.3.3.Hydrologie du site

La wilaya de Bejaia fait partie de la région côtière Centre-Est de l'Algérie assez arrosée, traversée par plusieurs Oueds drainant les eaux superficielles de ruissellement vers la mer.

L'hydrologie du site est marquée par la circulation des eaux souterraines drainées par les bassins versants liées à la pluviométrie importante qu'a connue la région, aussi elle est marquée par la présence de l'eau de mer vue sa proximité du site, on doit aussi signaler que la région est profondément découpée par de nombreux oueds, les plus importants sont l'oued Saket et l'oued Mraid.

Aussi, lors d'une investigation faite par les agents de la DTP de Béjaia sur le lieu de glissement, on a remarqué une nappe d'eau assez importante durant le mois d'Aout, qui est certainement due à une présence d'une source d'eau souterraine.

I.4.Contexte sismologique de la région

Le règlement parasismique Algérien, élaboré en 1983 (R.P.A. 83) après le séisme d'El Asnam survenu en Octobre 1980, révisé en 2003 après le séisme de Boumerdes (arrêté n° 08 du 08 février 2004), divise le territoire Algérien en cinq régions sismiques :

- Zone III : Sismicité élevée.
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone 0 : Sismicité négligeable.

La wilaya de Bejaia est classée comme une zone de sismicité moyenne, c'est-à-dire en zone II b.

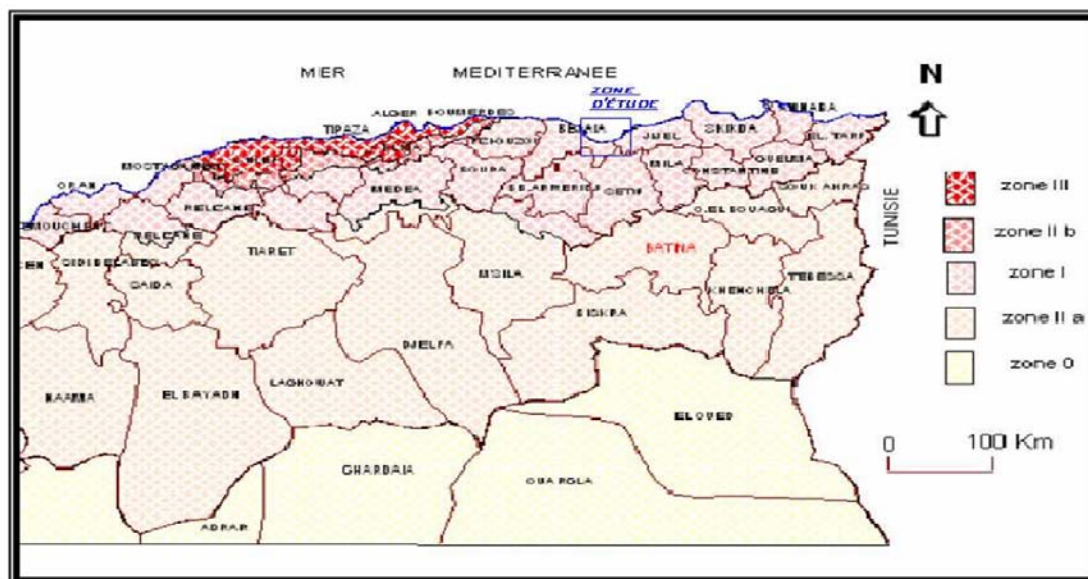


Figure I.6 : Degré des zones sismiques (règles parasismiques Algérienne version 2003).

CHAPITRE II

CHAPITRE II : Etude géotechnique

II.1. Introduction

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles tels que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc. Mais ces données restent insuffisantes car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface, donc il faut compléter ces données par des campagnes de reconnaissances « in situ » et au laboratoire qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leur caractéristiques mécaniques.

II.2.Synthèse des donnés géotechniques

On se base sur la collecte des donnés géotechniques réalisés dans le cadre du traitement des glissements limitrophes en l'occurrence ceux du site (Ach El baàz).

La couche d'éboulis de pente est très hétérogène, renfermant des blocs et galets, ce qui est similaire à Tighremt (Assoumeth).Néanmoins, la récupération de quelques carottes argileuses a permis d'effectuer quelques essais.

II.3. Essais in-situ

II.3.1. Sondages carottés

Trois sondages carottés allant jusqu'à 25m de profondeur ont été réalisés dans le but de connaître la nature géologique des formations constituant le sol et de prélever des échantillons pour des essais de laboratoire.

- Sondage SC 01 :

00.00 - 00.80 m : remblais

00.80 – 13.00 m : éboulis de pente (gros blocs à matrice argileuse).

13.00 – 25.00m : pélite varicolore (grisâtre à rougeâtres).

- Sondage CS 02 :

00.00 – 13.00 m : éboulis de pente (gros blocs à matrice argileuse).

13.00 – 25.00m : pélite varicolore (grisâtre à rougeâtre).

- Sondage CS 03 :

00.00 - 00.70 m : remblais

00.70 – 13.00 m : éboulis de pente (gros blocs à matrice argileuse)

13.00 – 25.00m : pélite varicolore (grisâtre a rougeâtre)

Interprétation

Lithologiquement, il s'agit d'une formation de couverture d'éboulis de pente (gros blocs décimétrique enchâssés dans une matrice argileuse) sur une épaisseur moyenne de 13.00m, qui repose sur un substratum péliteux varicolore (grisâtre à rougeâtre), les deux formations sont masquées par une couche de matériau d'apport (remblais) de 0,70 à 0,80m d'épaisseur.

II.3.2. Essai Pressiométrique

a) Objectif :

Détermination des caractéristiques de résistance et compressibilité d'un sol in situ.

b) Domaine d'application :

L'essai pressiométrique est à conseiller pour tester des formations peu compressibles, il permet de traiter des problèmes de stabilité de tous types courants de fondation (semelles, pieux, radiers) on peut en général, l'utiliser pour l'évaluation du tassement.

Cet appareil n'est pas approprié pour la détermination des tassements sur sols très compressibles et pour les problèmes de frottement négatifs sur les pieux.

c) Principe de l'essai :

L'essai préssiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un sondage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déterminées :

- Le module préssiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite P_l qui caractérise la résistance à la rupture du sol.
- La pression du fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique.

d) Appareillage :

- La sonde comporte trois cellules; la cellule centrale sert à la mesure, les deux autres sont de garde et ont pour but de créer un champ de contrainte sur la hauteur de la cellule de mesure qui est remplie d'eau.
- Le contrôleur pression-volume comporte trois manomètres ou capteurs : Le manomètre n° 1 indique la pression à la sortie de la réserve de gaz. Le manomètre n° 2 indique la pression dans la tubulure reliée à la sonde de mesure. Le manomètre n° 3 indique la pression dans la tubulure reliée aux cellules de garde.
- Le tube gradué de 0 à au moins 750 cm^3 contient de l'eau. Il est relié à la sonde de mesure par une tubulure également remplie d'eau. En conséquence, toute variation de volume de la cellule centrale est directement lue sur la règle graduée (voir figure II.1).

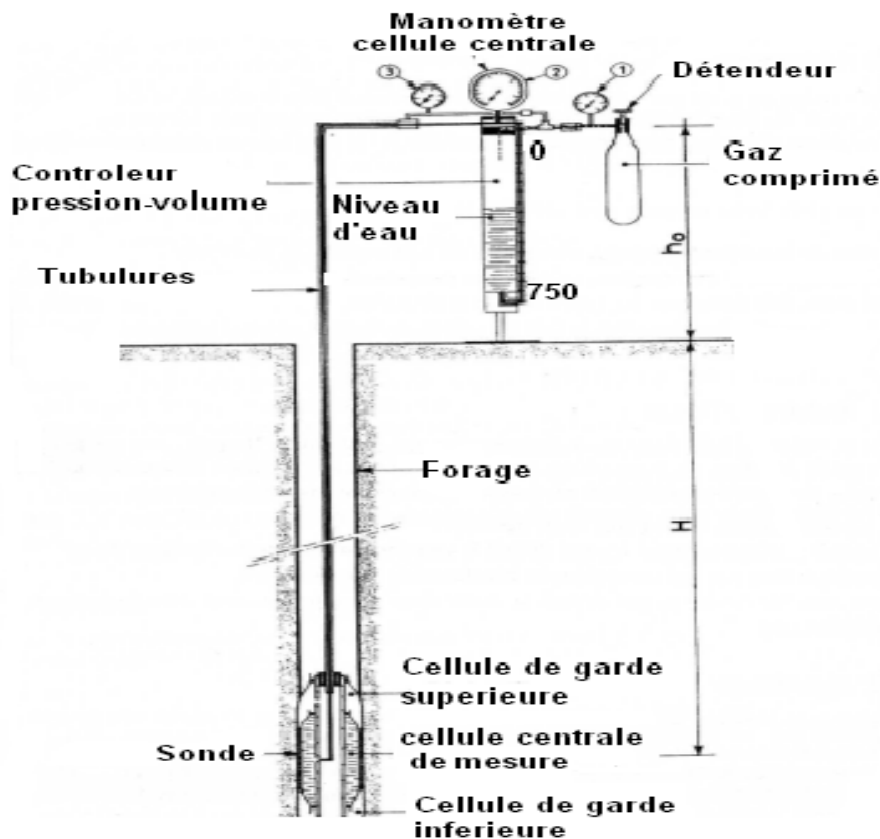


Figure II.1: Schéma du Préssiomètre (G.Philipponnat, 1998)

e) Réalisation de l'essai-courbe brute :

La sonde étant descendue dans le forage à une profondeur, l'essai consiste à appliquer au sol une pression radiale croissante par palier successif. A chaque palier de chargement, les variations de volume au bout de 15, 30 et 60 secondes sont mesurées avant de passer au palier

suivant. La courbe brute est obtenue en reportant les mesures à 60 secondes en fonction de la pression (Figure II.2).

Avant d'introduire la sonde dans le forage, des étalonnages de sonde, décrits ci-après, sont effectués :

- La résistance propre de la sonde (inertie de la sonde) est obtenue en gonflant la sonde placée à l'air libre à côté du forage
- La constante de dilatation α de l'appareillage et des tubulures exprimées en cm^3/MPa traduit la déformabilité propre de l'appareillage et des tubulures. Elle est déterminée en gonflant la sonde sous forte pression après l'avoir placé dans un tube en acier parfaitement indéformable.

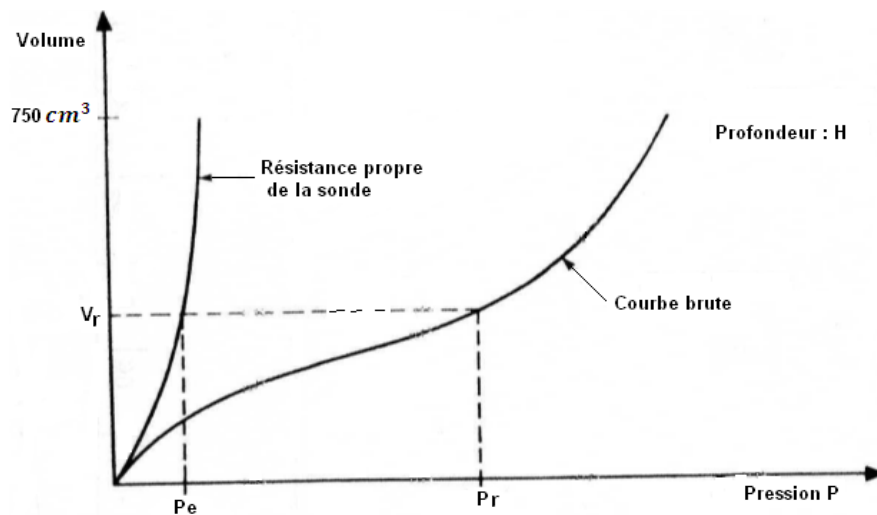


Figure II.2: Résultats bruts des mesures (G.Philipponnat, 1998)

Pour un volume V_r mesuré, la pression réelle appliquée au sol au sol à la profondeur H est :

$$P = P_r + P_e + (H + h_0)\gamma_w \quad (1)$$

Et le volume de la sonde après correction est :

$$V = V_r - a P_r \quad (2)$$

Avec :

P_r : Pression mesurée au manomètre.

P_e : Pression correspondant au volume V_r sur la courbe de résistance propre de la sonde.

H et h_0 : Définis par la figure II.1.

P : Pression corrigée; c'est la contrainte radiale totale appliquée au sol.

V : Volume corrigé.

f) Courbes corrigées :

Les corrections correspondantes à l'application des formules (1) et (2) étant faites, deux courbes sont présentées sur un même diagramme (figure II.3).

La courbe de fluage traduit les variations du volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe à l'allure indique sur la figure II.3 et permet de définir la pression de fluage P_f .

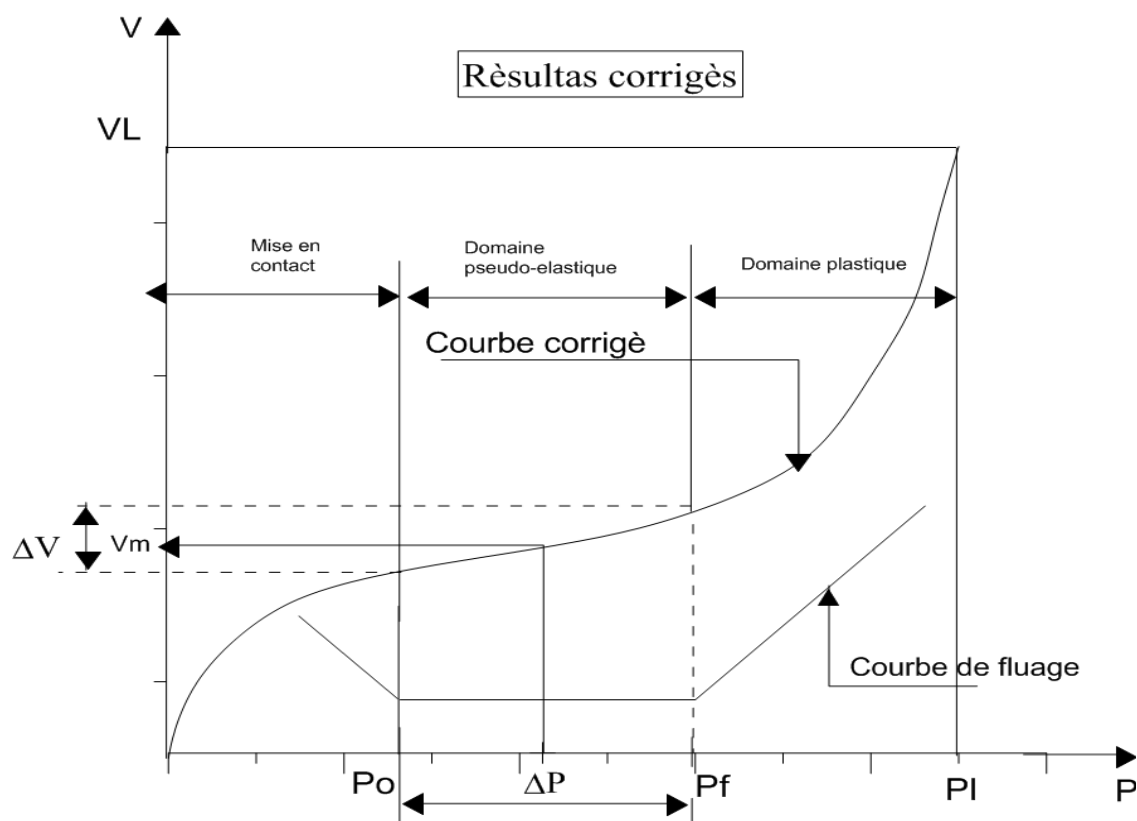


Figure II.3: Résultats corrigés (G.Philippomat, 1998)

La courbe corrigée donnant V en fonction de P délimite trois domaines :

- Le premier correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage.
- Le second correspond au domaine pseudo-élastique. Dans ce domaine, la relation volume-pression est linéaire. Elle peut être représentée par le module pressiométrique Ménard E_M défini par la formule suivante :

$$E_M = K \cdot \frac{\Delta_P}{\Delta_V}$$

K est un coefficient qui dépend du type de la sonde utilisée et de la valeur du volume moyen V_m de la phase pseudo-élastique.

- Le troisième est le domaine plastique qui s'étend de P_f à P_l . La rupture se traduit par une branche asymptotique des courbes brutes ou corrigées.

La pression limite est défini conventionnellement comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

Tableau II.1 : Résultats de l'essai Prèssiométrique

N° de l'essai	Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite Pl (bars)	E/Pl	Lithologie
SP1	14	531	12,9	41	Pèlites
	15	3042,3	34,1	89	
	16	1235,9	34	36	
	17	4722,7	34,4	137	
	18	3231,1	34,5	94	
	19	3285,5	39,7	83	
	20	2566,7	54,6	47	
	21	2137,5	35,2	61	
	22	2086,9	35,4	59	

Interprétation :

Les résultats de l'essai préssiométrique, traduisent un sol homogène sur le plan portance, les valeurs de la pression limite (P_l) et les modules préssiométriques (E) des pélites traversées sont :

$$P_l \text{ (bar)} \geq 34 \quad ; \quad E \text{ (bar)} \geq 1200$$

- **Classification du sol selon L. MENARD:**

D'après le tableau N°1, le rapport E/PL est compris entre les valeurs 41 et 137 bars, et selon L.Menard on peut classer le sol comme une argile fortement sur-consolidée.

- **Corrélation entre la pression limite P_l et la cohésion non drainée C_u :**

Selon Cassan (1978), la relation entre P_l et C_u est la suivante :

$$C_u = \frac{P_l - P_0}{35} + 0,085 = 170 \text{ bars.}$$

tel que : $P_0 = K_0 * \gamma * z$

avec : P_0 : contrainte du sol au repos.

$K_0 = 0,5$: coefficient des poussées des terres au repos

$z = 20\text{m}$: la profondeur moyenne.

$\gamma = 2,53 \text{ bars}$.

II.3.3. Essai piézométrique :

Les piézomètres « ouverts » sont de simples tubes, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde (poids ou contacteur électrique). Il existe des systèmes plus sophistiqués utilisant un capteur de pression en bout de tube.

Le piézomètre implanté sur site le moi d'avril 2012, a donné un train d'eau de -14.40m par rapport au terrain naturel.

II.3.4. Les essais de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à déterminer la résistance dynamique en pointe d'un sol in situ, de vérifier l'homogénéité verticale (succession de couches de terrain), et horizontale (fuseaux de superposition de courbes) et de détecter le niveau d'un substratum.

Le principe de l'essai est basé sur l'enfoncement d'une pointe conique dans le sol. Cette pointe est enfoncée par battage par l'intermédiaire d'un train de tiges et on mesure le nombre de coups pour un enfoncement de 20 cm.

La résistance à la pénétration est donnée à partir de la formule de battage (des Hollandais) suivante :

$$R_d = M^2 \cdot g \cdot H / e(M + M') \cdot A$$

Avec :

R_d : Résistance dynamique de pointe.

$A = 20 \text{ cm}^2$: section droite de la pointe.

$H = 75 \text{ cm}$: hauteur de chute.

e = pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

$M = 64 \text{ kg}$: masse du mouton (masse frappante).

$M' = 8,5 \text{ kg}$: somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

Les essais réalisés sur l'ensemble de la surface du projet, nous ont permis de visualiser la résistance de pointe à la pénétration dynamique en fonction de la profondeur.

Ces essais au pénétromètre dynamique lourd, nous ont permis de déterminer la résistance du sol. Les résultats sont hétérogènes et présentent des résistances moyennes.

Les valeurs des essais in-situ sont synthétisées sur les graphes suivants :

Synthèse des essais in-situ

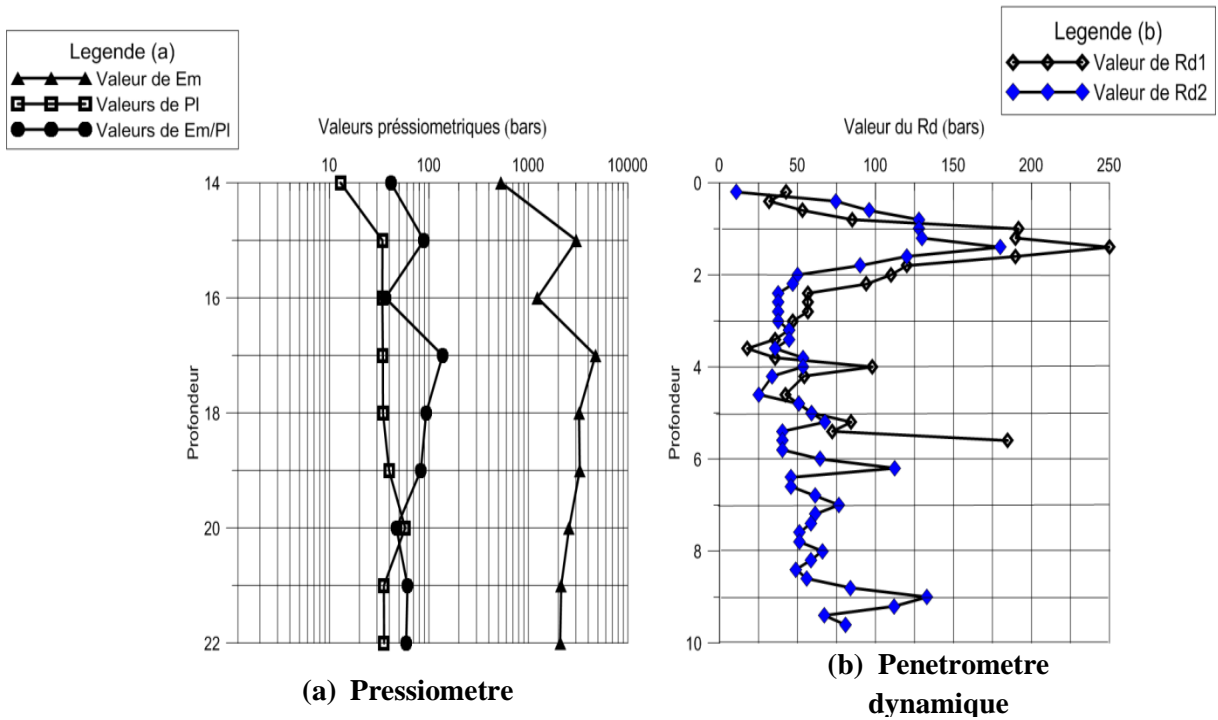


Figure VI.4 : Synthèse des essais in-situ.

II.4. Les essais au laboratoire

II.4.1. Les essais mécaniques

Les paramètres mécaniques mesurés au laboratoire sont résumés sur le tableau suivant :

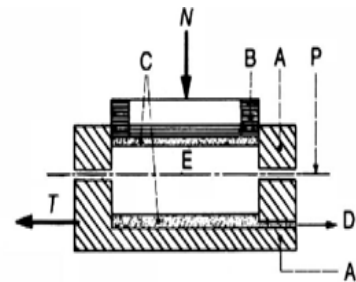
Tableau II.2 : Résultats d'essai mécaniques

SCN°02 (11.00 – 11.50)		
Essai cisaillement		
CD	$C' = 0$ Kpa	$\varphi' = 25^\circ$
UU	$C_u = 20$ Kpa	$\varphi_u = 7^\circ$
Essai oedometrique		
σ_p	C_c	C_g
2.32 bars	13.60%.	4.28%

a) L'essai de cisaillement :

La boîte de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

La mesure de σ et de τ à la rupture, déterminée sur trois ou quatre échantillons permet le tracé de la droite : $\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$



A bâti fixe	C pierres poreuses	P plan de cisaillement
A' bâti mobile	D drainage	N force normale
B piston	E éprouvette	T force tangentielle

Figure II.5 : Appareil de cisaillement

D'où la détermination des caractéristiques C et φ ; avec C la cohésion apparente et φ l'angle de frottement interne.

Deux essais de cisaillement rectiligne de types consolidé drainé (CD) et non consolidé non drainé (UU) effectués au laboratoire, nous ont donnés les résultats mentionnés sur le tableau N°2.

b) L'essai œdométrique :

- **Objectif de l'essai :**

L'essai œdométrique est un essai fondamental, et une application directe de la théorie de la consolidation. Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution.

- **Principe de l'essai :**

L'échantillon de sol est placé dans une enceinte cylindrique rigide empêchant les déformations latérales menue de deux pierres poreuses permettant l'expulsion de l'eau, on exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les

affaissements observés après stabilisation. On détermine ainsi la relation entre la contrainte effective et les déformations verticales.

L'essai oedométrique est synthétisé par trois courbes :

- La courbe de compressibilité, qui traduit les variations de l'indice des vides en fonction de la charge appliquée.
- Les courbes de tassement en fonction du temps.
- La courbe de perméabilité lorsque la mesure a été réalisée. Cette courbe permet d'obtenir le coefficient de perméabilité verticale k_v .

A partir de la courbe de compressibilité on peut estimer la valeur du module œdométrique qui est :

$$E_{oed} = - \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta H}{H}} \quad \text{sachant que : } \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

avec :

H : hauteur initiale de l'échantillon.

e_0 : Indice des vides initial correspondant à H.

1. Classification des sols vis-à-vis la compressibilité :

- Les sols sur-consolidés : sont les sols ou $\sigma_p > \sigma_z$.
- Les sols normalement consolidés : sont les sols ou $\sigma_p = \sigma_z$.
- Les sols sou-consolidés : sont les sols ou $\sigma_p < \sigma_z$.

Avec :

σ_p : Contrainte de pré-consolidation

σ_z : Contrainte effective due au poids des terres.

2. Calcul du module œdométrique E_{oed} :

On a:
$$E_{oed} = - \frac{\frac{\Delta\sigma}{\Delta H}}{\frac{\Delta e}{1+e_0}}$$

$$e_0 = 0.659, \sigma_1 = 1 \text{ bars}, \sigma_2 = 10 \text{ bars}, e_1 = 0.653, e_2 = 0.555$$

D'où :
$$E_{oed} = 152.54 \text{ bars.}$$

3. Classification des éboulis de pentes vis-à-vis la compressibilité :

On a:
$$\sigma_z = \gamma_h * H = 2.09 * 13 = 27.17 \text{ t/m}^2 = 2.717 \text{ bars.}$$

Et $\sigma_p = 2.32 \text{ bars}$, d'où $\sigma_p < \sigma_z$. On peut déduire que le sol est une argile sou-consolidé.

4. Relation entre le module d'élasticité drainée (E') et le module œdométrique (E_{oed}) :

a) Eboulis de pente :

Le module d'élasticité drainée E' est utilisé lorsque les charges ont une durée d'application suffisante pour que la consolidation du sol ait le temps de se réaliser entièrement. La relation qui donne le module d'élasticité drainée en fonction du module œdométrique est la suivante :

$$\hat{E} = E_{oed} * \frac{(1+\hat{\nu})(1-2\hat{\nu})}{(1-\hat{\nu})} \dots\dots(1) \text{ tel que } \hat{\nu} \text{ est le coefficient de poisson drainé associé au}$$

module d'élasticité drainé E' , on prend $\hat{\nu}=0.33$ dans le cas où le sol est non saturé et on aura :

$$E' = 0,67 E_{oed}. \text{ Qui est la relation recherchée.}$$

En appliquant cette relation, on aura :

$$E' = 0.67 * 152,54 = 102.20 \text{ bars.}$$

A l'état saturé, le module d'élasticité E devient : $E = \frac{2}{3} E' = 70 \text{ bars}$, étant $\frac{2}{3}$ un paramètre réduit.

b) Pelite :

Pour appliquer la relation (1), il faut d'abord calculer le module pressiométrique harmonique $\overline{E_m}$ en appliquant la relation suivante : $\frac{H}{E_m} = \sum_{i=1}^{i=9} \frac{h_i}{E_{m_i}}$ d'où on aura

$$E_m = 2000 \text{ bars.}$$

D'après la classification de L. Menard, la pelite est une argile surconsolidée ($\frac{E_m}{Pl} > 16$) très serrée d'où le coefficient réologique $\alpha = 1$.

En appliquant la relation (1) on aura : $E_m = E_{oed} = 2000 \text{ bars.}$

Cependant, on peut calculer le module d'élasticité E , avec la relation (1).

Pour les pélites on prend $\nu = 0,25$ d'où : $E = 0,83 * E_{oed} = 1667 \text{ bars.}$

CHAPITRE III

CHAPITRE III : Etude analytique et cinétique d'un glissement de terrain

III.1. Introduction

On s'intéresse dans ce présent paragraphe à expliquer la cause du glissement moyennant la prise en compte de certaines hypothèses sur les paramètres mécaniques des couches de sol.

D'après les relevés topographiques, les escarpements apparents au droit du rejet et les logs de sondages, la ligne de rupture globale se situe à la transition entre la couche meuble de colluvions et le pendage marno-calcaire pélimitique dont les affleurements sont perceptibles au rivage.

A noter que le manteau d'éboulis de pente présente une anisotropie et hétérogénéité très importante.

Les paramètres de cisaillement mesurés ne concernent que la frange argileuse, cependant la frange granulaire grossière allant jusqu'à l'ordre métrique ne peut être analysé par des essais classiques de la MDS. A cet effet, les paramètres de cisaillement C et φ considérés n'est qu'une approche mécanique.

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de F_s et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Les méthodes non linéaires diffèrent essentiellement par les hypothèses faites sur les forces intertranches.

III.2. Définition du type de glissement à étudier

Les observations relevées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique montrent qu'il s'agit d'un glissement circulaire.

III.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire

On distingue plusieurs méthodes de calcul en rupture circulaire, parmi elles on utilisera dans notre cas la méthode des tranches de Fellenius.

La méthode des tranches de Fellenius développée en 1916 par Peterson pour les ruptures circulaires perfectionnées par Fellenius en 1927 puis par Bishop en 1954 enfin étendu à la rupture non circulaire par Nouveiller en 1965.

III.3.1. Le principe de la méthode :

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques

c_i , φ_i , γ_i .

Soit un cercle de centre O et de rayon R dont on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement circulaire découpant le volume de sol intéressé ou un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Réalisons le découpage de façon que l'intersection du cercle de rupture avec la limite d'une couche corresponde à une limite entre deux tranches (Figure III.1).

L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le sol à un très grand nombre de tranche pour obtenir une précision satisfaisante.

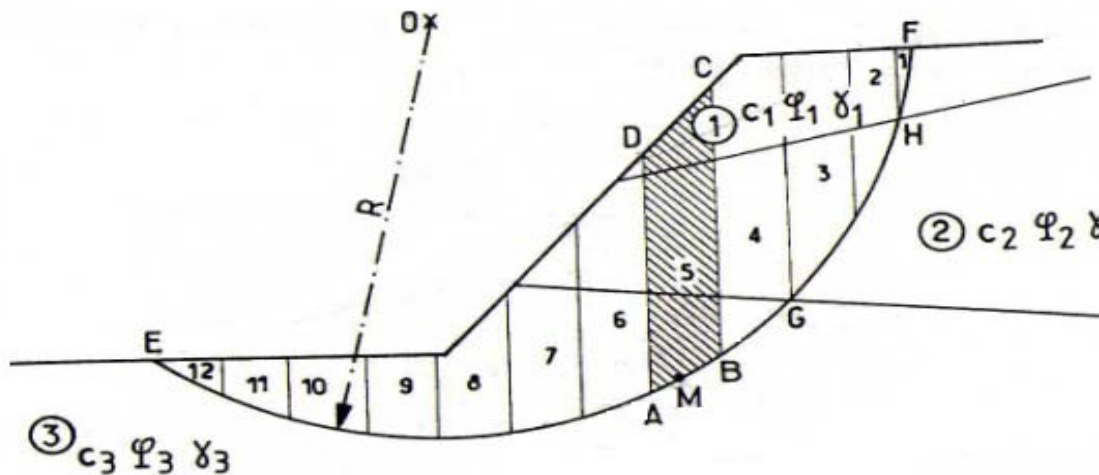


Figure III.1: Découpage en tranches d'un talus (G.Philipponnat, 1998).

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche ABCD (Figure VII.2.a).

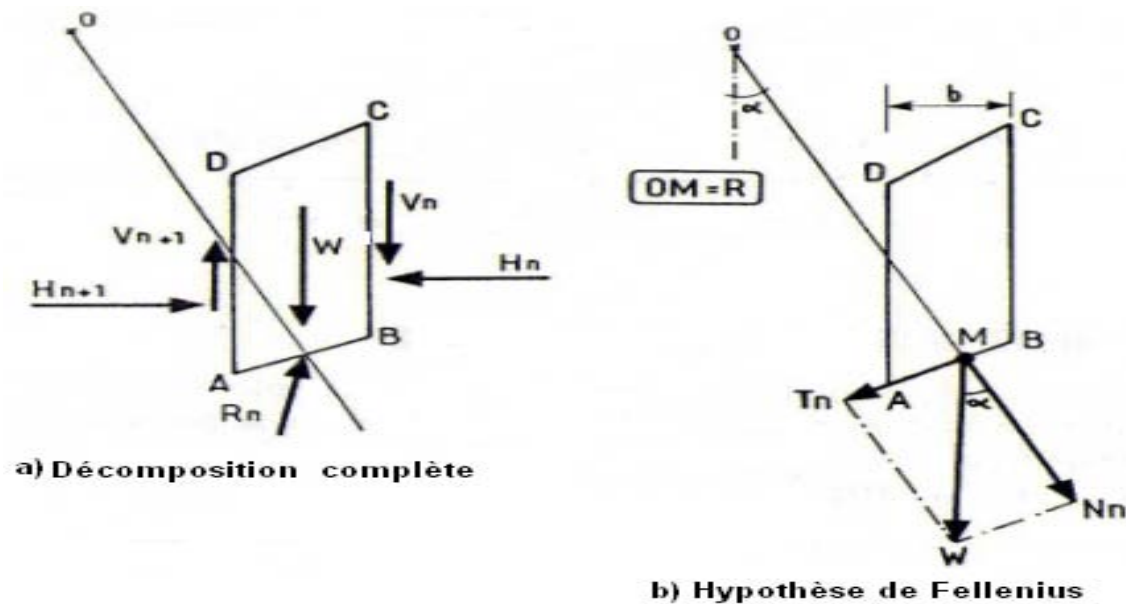


Figure III.2: Forces agissant sur la tranche n (G.Philipponnat, 1998).

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- le poids W .
- la réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc (\overline{AB}) .
- les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions verticales et réactions horizontales, il s'agit des forces internes au massif étudié.

On définit par rapport au centre O :

- Le moment moteur : c'est le moment tendant à provoquer le glissement ce qui fait basculer le sol.
- Le moment résistant qui s'oppose au glissement.

Le coefficient de sécurité sera défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

- Les moments moteurs sont dus aux poids et les surcharges éventuelles.
- Les moments résistants sont dus aux frottements et la cohésion.

Fellenius fait une hypothèse simplificatrice où il considère que la seule force agissant sur l'arc (\overline{AB}) est le poids W (les moments des forces internes sont nuls).

Donc : $W = -R_n$ (Figure III.2.b).

On décompose le poids en une force normale à l'arc (\overline{AB}) et une force tangentielle soit : \vec{N} et \vec{T} .

Dans ces conditions, le moment résistant maximale est fourni par la composante tangentielle de R_n .

$$\begin{aligned} \text{D'après la loi de Coulomb : } (R_n)_t &= \tau \cdot (\overline{AB}) \\ &= (C + \sigma \tan \varphi) \cdot (\overline{AB}) \\ &= C \cdot (\overline{AB}) + \sigma (\overline{AB}) \tan \varphi \end{aligned}$$

$$\text{D'où : } (R_n)_t = C \cdot (\overline{AB}) + N \tan \varphi$$

La somme des moments résistants pour toutes les tranches est :

$$\sum_{i=1}^n R (C_i \overline{AB} + N \tan \varphi_i)$$

Avec n : nombre total de tranches

C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc (\overline{AB}).

Par ailleurs, le moment moteur est dû à T et égale à :

$$\sum_{i=1}^n R \cdot T$$

$$\text{D'où : } F_S = \frac{\sum_{i=1}^n R (C_i \overline{AB} + N \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n R \cdot T} = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L + N \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n T}$$

$$\text{De plus : } N = W \cos \alpha, \quad T = W \sin \alpha, \quad L = \frac{b}{\cos \alpha}$$

D'où :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b_i}{\cos \theta_i} + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

Les paramètres intervenants dans le calcul de F_s sont :

b_i : La largeur de la tranche n_i

α : Angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

III.4. Application au glissement étudié

Notre model est composé de deux couches essentielles qui sont :

- Une couche d'éboulis de pente qui a un épaisseur moyen de 13m et qui est affectée par ce glissement.
- Une couche de pélite qui est allée en profondeur.

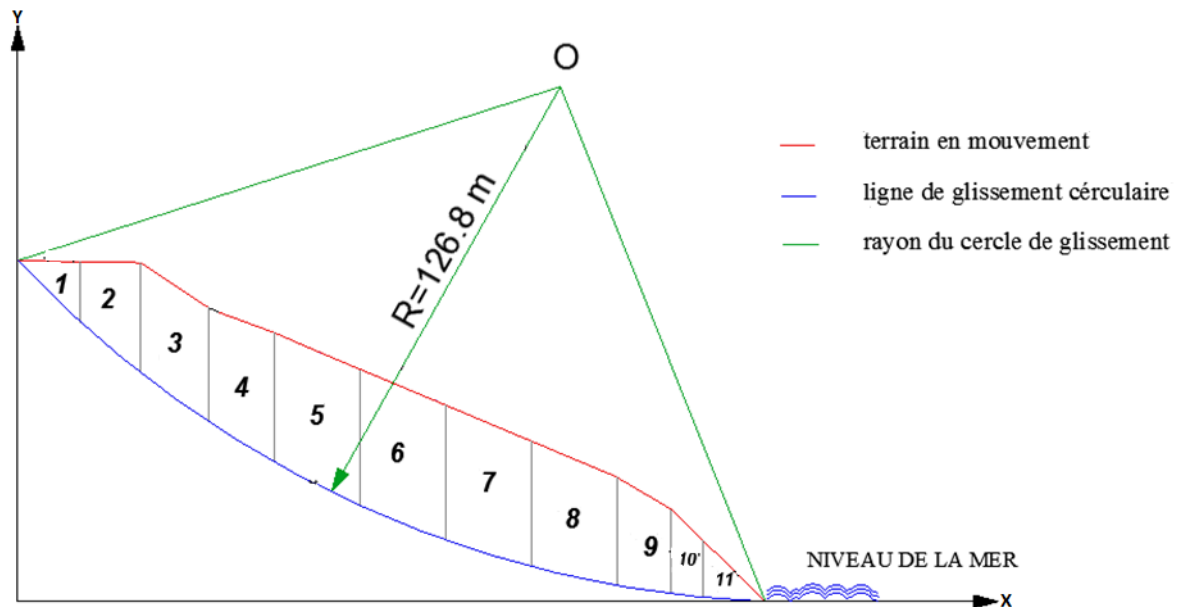


Figure III.3: découpage en tranches du talus

Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- Rayon: $R = 126,8\text{m}$
- Centre O de coordonnées : O (92.10m , 126.42m).

On divise la surface en 11 tranches.

On calcule le poids W et l'angle α de chaque tranche (avec $\gamma = 2,09 \text{ t/m}^3$).

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-1: Résultats de calcul de la méthode des tranches

N° de la tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
S_i (m ²)	25.5	69.87	102.96	110.18	154.74	157.94	151.52	135.75	70.33	30.51	23.93
W_i (t)	53.3	146	215.2	230.28	323.4	330.1	316.68	283.7	147	63.77	50
α_i (°)	43	39	34	30	25	20	16	11	8	6	3
$W_i \cos \alpha_i$ (t)	38.98	113.46	178.4	199.43	293.1	310.2	304.41	278.48	145.56	63.42	49.93
$W_i \sin \alpha_i$ (t)	36.35	91.88	120.33	115.14	136.67	112.9	87.29	54.13	20.45	6.66	2.62
b_i (m)	7.28	7.17	7.9	7.9	10	10	10	10	7	3.7	7.25
L_i (m)	9.95	9.23	9.53	9.13	11.03	10.64	10.4	10.18	7.07	3.72	7.26
$C' \cdot L_i$ (t/m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$C_u \cdot L_i$ (t/m)	19.9	18.46	19.06	18.26	22.06	21.28	20.8	20.36	14.14	7.4	14.5
$(h_w)_i$ (m)	3.8	10	13	14	15.5	15.8	15	13.6	11.3	8	3.5
μ_i (t/m ²)	3.8	10	13	14	15.5	15.8	15	13.6	11.3	8	3.5
$\mu_i \cdot L_i$ (t/m)	37.81	92.3	123.89	127.82	170.96	168.11	156	138.45	79.89	29.76	25.41

Calcul de F_S à l'état sec :

avec : $C' = 0$ KPa et $\varphi' = 25^\circ$

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} = \frac{921}{784,5}$$

D'où : $F_S = 1,17$

le facteur de sécurité $F_S = 1,17 < 1,5$ on constate que le terrain est instable.

Calcul de F_S à l'état saturé :

Avec : $C = 20 \text{ KPa} = 2t/m^2$ et $\varphi = 7^\circ$

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - \frac{\mu \cdot b_i}{\cos \alpha_i}) \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W \sin \alpha_i}$$

Avec : $\mu = \gamma_w \cdot h_w$

μ : Pression interstitielle de l'eau.

γ_w : Le poids volumique de l'eau $= 10 \text{ KN}/m^3 = 1t/m^3$

h_w : Hauteur d'eau.

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L_i + (w_i \cos \alpha_i - \mu_i \cdot L_i) \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i} = \frac{297,40}{784,5}$$

D'où : $F_S = 0,38 < 1,5$ on constate que le terrain est instable.

III.5. Conclusion

D'après les résultats obtenus et l'analyse faite dans ce chapitre, on constate que les facteurs de sécurité sont inférieurs à 1,5 dans les deux états sec et saturés, ce qui justifie le glissement de terrain.

Vue le faible résultat du facteur de sécurité à l'état saturé, on peut constater que le facteur déclenchant et influant sur notre glissement est la forte présence d'eau.

CHAPITRE IV

CHAPITRE IV : Etude de confortement

IV.1.Introduction

D'après les résultats obtenus du calcul de stabilité du site, le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon routier.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, d'autre part avec le coût économique.

Tenant compte du faciès géologique composé d'un masque de colluvions plaquée sur une roche pélitique, les méthodes de clouage par inclusion souple à l'exemple des palplanches ne s'adaptent pas à cause de la contrainte de battage et les difficultés de drainage.

Les solutions techniquement envisageable eu égard à la configuration du site sont les massifs souples en géotextiles et le clouage par inclusion rigides.

IV.2.Le Clouage

Le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant in-situ les groupes de pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaires à la surface de glissement, cette méthode qui trouve ses origines dans une pratique ancienne, connaît actuellement un certain essor dans les cas où les méthodes classiques de stabilisation par drainage ou terrassement ne sont pas applicables.

L'efficacité de la technique s'appuie, d'une part, sur le transfert des efforts de glissement vers le substratum au point dur constitué par des clous et, d'autre part, sur un renforcement global de la masse par mobilisation d'effets de voûte et de groupe générés par la densité des clous.

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain en équilibre précaire nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité. Sachant que c'est l'action de la gravité de l'eau qui est à la plupart des désordres, on comprend que les techniques relevant du terrassement des masses instables ou du drainage, aient emporté la préférence des géotechniciens (**G.Cartier, 1986**).

Les conditions de site (accessibilité), les caractéristiques des terrains (perméabilité), le délai de réponse des drains et leur pérennité font souvent du clouage, une solution convenable.

IV.3. Justification de la méthode du clouage

Le déplacement du sol provoque une pression $p(z)$ au contact sol-inclusion qui se traduit par un système \vec{N} , \vec{T} et \vec{M} , au point O sur la surface de glissement. Ces forces sont équilibrées par la résistance au glissement.

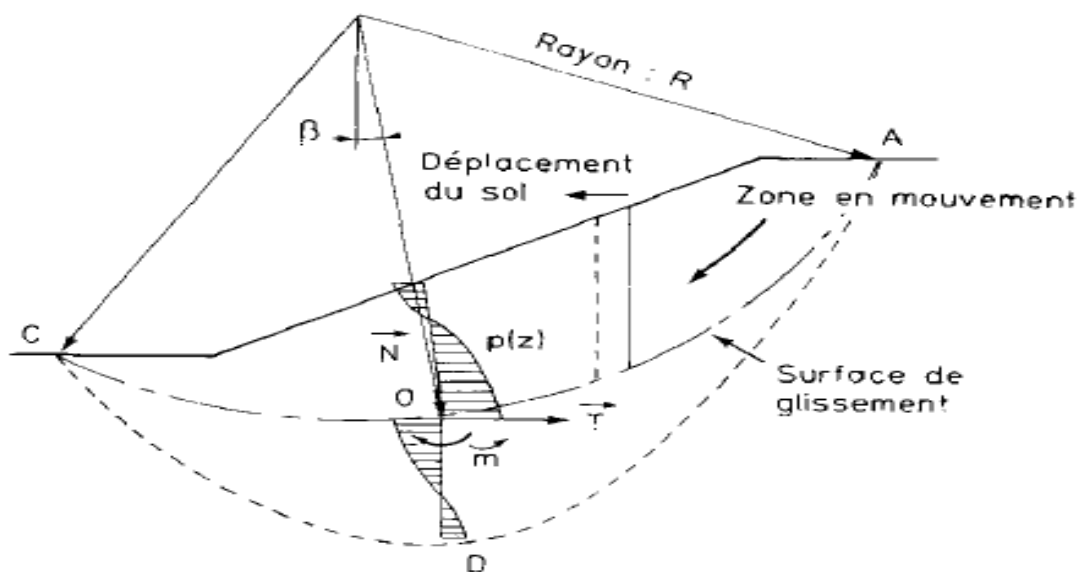


Figure IV.1. Principe du clouage des pentes (G.Cartier, 1986).

Le clouage ne sera efficace que si :

- Le pieu ne se rompt pas par flexion ou cisaillement.
- La pression au niveau sol-pieu ne dépasse pas une valeur ultime admissible pour le sol : on assistera alors à un écoulement du sol autour du pieu.
- La profondeur du glissement de l'inclusion sous la surface du glissement doit être suffisante pour éviter un deuxième glissement plus profond.

En outre le déplacement de la masse en mouvement se trouve restreint au droit des points durs constitués par des clous. Les espacements entre les clous doivent être suffisamment faibles pour que se développe un effet de voûte.

IV.4. Calcul à la rupture

Ce calcul est basé sur l'équilibre d'un sol à la rupture en se basant sur la résistance des matériaux. Dans les calculs simplifiés de pieux verticaux, ou on ne tient compte que des efforts de clouage R peut par exemple, pour un glissement circulaire, être introduit dans l'expression de Fellenius par :

$$\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i L_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i)}{F_0} \dots (1)$$

Après confortement, on a repris la définition du coefficient de sécurité global pour calculer les efforts de glissement à reprendre avec une amélioration de F_s de 40% (**G.Cartier, 1986**).

$$\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i L_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i) + R}{F} \dots (2)$$

Donc : (2) - (1) on trouve $R = (F - F_0) \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i$

$$R = (1,57 - 1,17) \cdot 784,7 = 313,8 \text{ t}$$

IV.5. Calcul de M^{max}

$$M_{max} = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{-\pi/4} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4}\right)$$

Avec :

T_0 : Effort tranchant, égale $R \cos \alpha = 313,8 \cos 34^\circ$

$$T_0 = 260,15 \text{ t}$$

l_0 : Longueur de transfert ou longueur élastique.

$$l_0 = \left(\frac{4EI}{KB}\right)^{0,25}$$

Avec :

E : module de Young du béton, $E = 3,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$.

I : moment d'inertie, $I = \frac{\pi B^4}{64}$.

K : module de réaction de sol, $k = \frac{12 E_m}{1,33 \frac{B_0}{B} \left(\frac{2,65}{B_0}\right)^\alpha + \alpha}$ (**G.Philipponnat, 1998**)

B_0 : Diamètre de référence égale à 0,6m.

E_m : Module pressiométrique égale 20000 t/m^2 .

α : Coefficient rhéologique égale à 1.

$I=0,02\text{m}^4$, $K= 44398,4 \text{ t/m}^3$, $l_0 = 1,64\text{m}$ et $M^{\max} = 137,6\text{t.m}$ pour $B=0,80\text{m}$.

$I=0,049\text{m}^4$, $K= 53044,5 \text{ t/m}^3$, $l_0 = 1,85\text{m}$ et $M^{\max} = 155,22\text{t.m}$ pour $B=1,00\text{m}$.

IV.6.Ancrage du pieu

IV.6.1.Calcul de la fiche critique

D'après le DTR.B.C.2.33.2, la fiche critique des pieux dans le substratum est donnée par la relation suivante : $\frac{D_c}{B} = 5\text{m}$. D'ou on aura :

$D_c=5\text{m}$ pour $\varnothing=1\text{m}$ et $D_c=4\text{m}$ pour $\varnothing=0,8\text{m}$.

IV.6.1.Niveau d'ancrage

Un sondage carotté proche des pieux montre une couche d'éboulis de pente de 0 à 10m et une couche de pélites de 10 à 25m. D'après l'essai pressiométrique réalisé dans la couche des pélites, la compacité du sol augmente fortement en profondeur.

A partir de la configuration du glissement, nous avons tracé une ligne de glissement circulaire probable. Cette dernière nous a permis de fixer le niveau d'ancrage des pieux. Dans un souci d'efficacité, la ligne des pieux est placée au milieu du talus, on optera pour :

- Un début d'ancrage dans la couche des pélites, soit à partir de 10m de profondeur.
- Un ancrage de 5m dans le substratum pour les pieux de 1m de diamètre et un ancrage de 4m pour les pieux de 0,8m de diamètre.

IV.7.Détail d'exécution du clouage

IV.7.1.Disposition des pieux

D'après le levé topographique du site et l'allure du glissement qui tend à se rétrécir de la route vers la mer, les pieux seront disposés en deux rangés en forme d'arc sur une longueur de 80m, comme le montre la figure suivante :

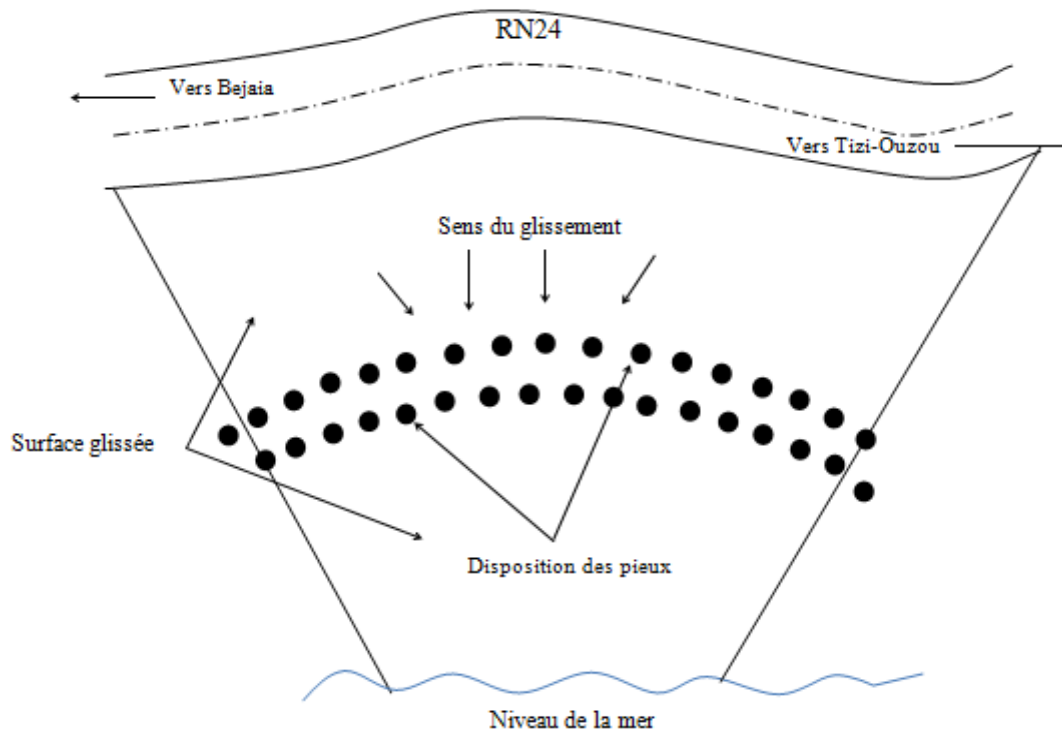


Figure IV.2. disposition des pieux.

Dans notre disposition, on doit prendre en considération deux diamètres de pieux, ϕ_1 et ϕ_2 qui ont les valeurs respectives suivantes 1m et 0,8m.

D'après le guide (Veritas,1993), la distance entre deux pieux de la même file est de : $d=2\phi$ et la distance entre les entre axes des trois pieux (qui formes le triangle) est $D=3\phi$; comme le montre la figure suivante :

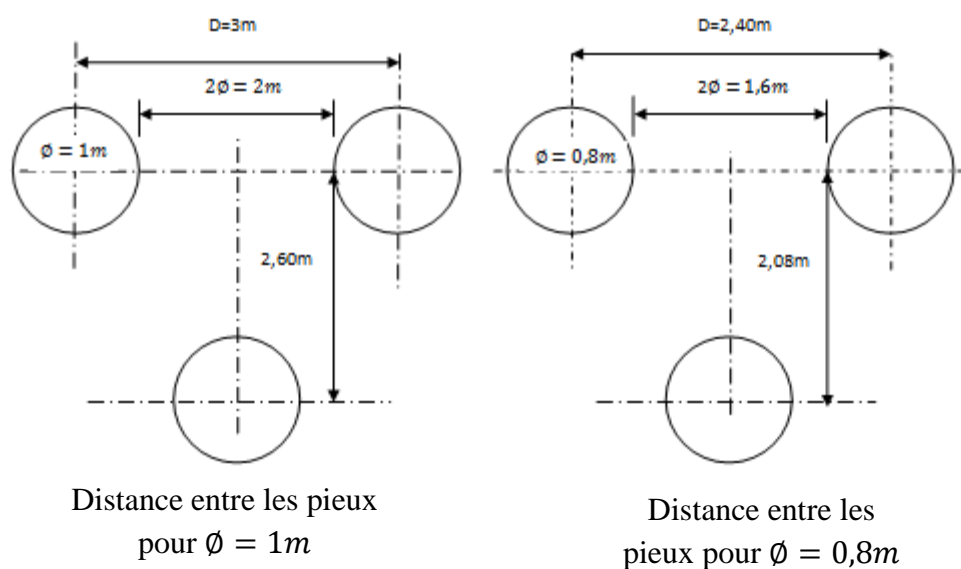


Figure IV.3. Distance entre les pieux.

IV.7.2.Ferraillage des pieux

D'après le (DTR.B.C.2.33.2) on a :

La cage d'armatures des pieux est constituée par :

- Des armatures longitudinales.
- Des armatures transversales circulaires.

Les armatures longitudinales sont des barres en acier à hautes adhérence, leur nombre minimal sera :

- 6 pour les pieux de diamètre $\varnothing < 0,8m$.
- 10 pour les pieux de diamètre $\varnothing > 0,8m$.

La section totale des armatures doit être égale :

- Au moins à 0,5 % de la section nominale du pieu sur toute sa longueur.
- Au plus, à 3 % de la section nominale des pieux sur toute sa longueur.

Les armatures transversales constituées de cerces et/ou de spires sont en générale en acier doux et leur diamètre minimal est de 10mm.

Le choix du diamètre des armatures transversales est en fonction de celui des armatures longitudinales.

La section d'armature sera déterminée à partir du logiciel SOCOTEC en lui introduisant les paramètres nécessaires de calcul.

Les données fournies au logiciel sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Données utilisées avec SOCOTEC

	f_{cj} (Mpa)	f_e (Mpa)	N_u (Kn)	M_u (Kn.m)	c (cm)
Pour $\varnothing = 1m$	25	500	2766.3	1552,2	7
Pour $\varnothing = 0,8m$	25	500	2606.3	1376	7

Avec :

- N_u = effort normal appliqué au pieux à l'Etat Limite Ultime, qui représente le poids propre d'un pieu (ω_p):

$$N_u = 1.35 * (\omega_p + R. \sin \alpha) = 1.35(S * H * \gamma_b + R. \sin \alpha). \text{ Avec:}$$

S: surface plane du pieu.

H : la profondeur du pieu.

$\gamma_b = 25 \text{KN/m}^3$ (Le poids volumique du béton).

- $M_u = M^{max}$.
- c : enrobage.
- f_{cj} : résistance du béton à 28 jours.
- f_e : nuance de l'acier.

Les résultats obtenus pour les armatures longitudinales sont :

Pour $\phi = 1\text{m}$: la section d'armature est $S1=55,15 \text{ cm}^2$, on opte pour 18 barres de $\phi_l = 20\text{mm}$.

Pour $\phi = 0,8\text{m}$: la section d'armature est $S2= 100,33 \text{ cm}^2$, on opte pour 13 barres de $\phi_l = 32\text{mm}$.

Pour les armatures transversales on optera pour un diamètre $\phi_t = 12\text{mm}$, avec un écartement maximal de $8\phi_l$ (DTR.B.C.2.33.2), donc :

- Pour les pieux de 1m de diamètre, l'écartement est de 15cm.
- Pour les pieux de 0,80m de diamètre, l'écartement est de 25cm.

Commentaire :

Les sections d'armatures trouvées sont vérifiées par le (DTR.B.C.2.33.2), soit pour les pieux ayant un diamètre $\phi = 1\text{m}$, soit pour ceux ayant un diamètre $\phi = 0,8\text{m}$.

IV.7.3. Ferrailage de la poutre de couronnement

Le ferrailage de la poutre est calculé avec la section minimale A_{min} selon le RPA 99 version 2003 avec :

$$A_{min} = 0,1 * \frac{B}{100} , \quad B : \text{section de la poutre.}$$

a) Poutre de pieux ($\phi = 1\text{m}$):

$$A_{min} = 0,1 * \frac{B}{100} = 52,5 \text{ cm}^2$$

b) Poutre de pieux ($\varnothing = 0,8m$) :

$$A_{\min} = 0,1 * \frac{B}{100} = 43,5 \text{ cm}^2$$

IV.7.4. Détail d'exécution de ferrailage

a) Les pieux de ($\varnothing = 1m$) :

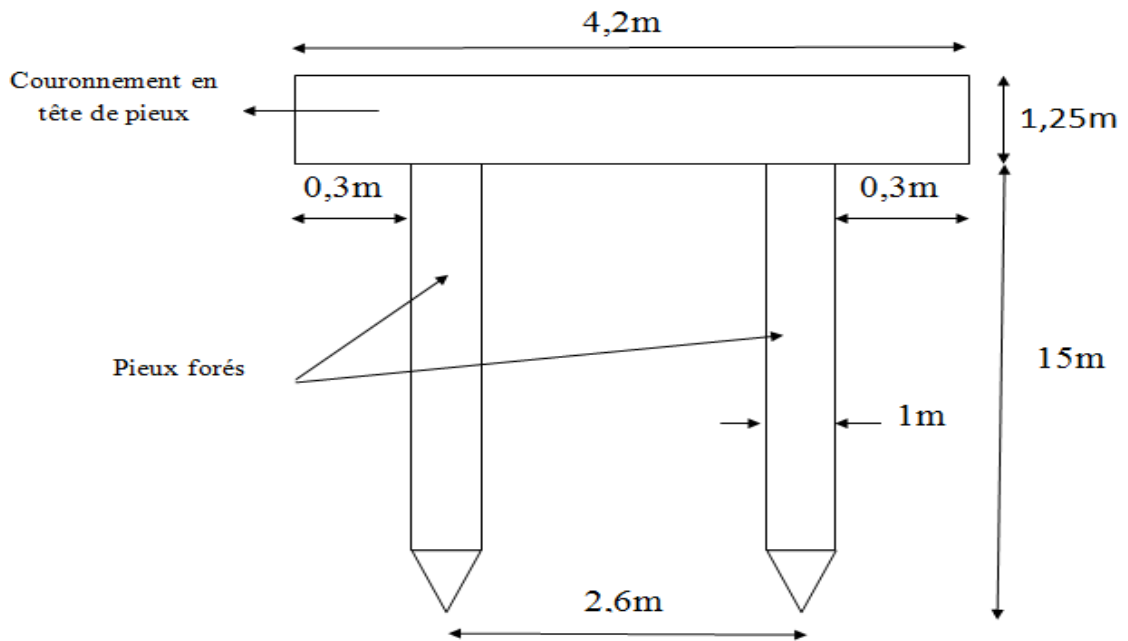


Figure IV.4. Détail d'exécution des pieux et de la poutre de couronnement.

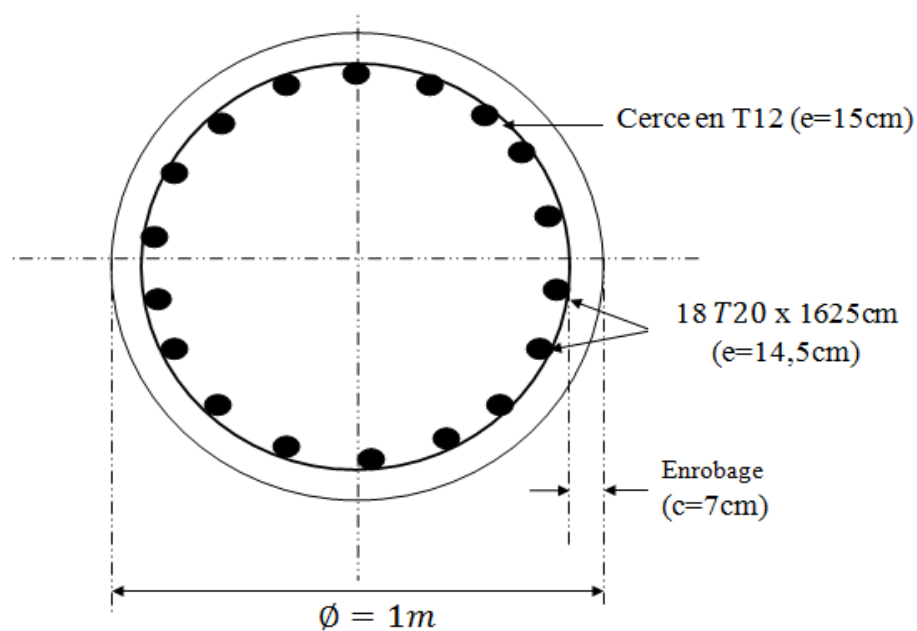


Figure IV.5. Détail de ferrailage des pieux.

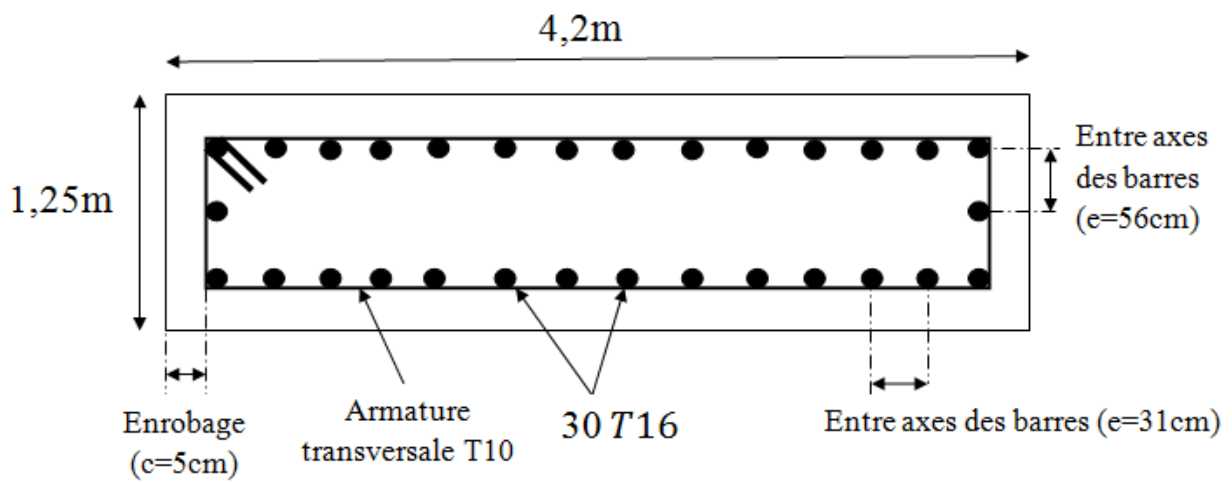


Figure IV.6. Détail de ferrailage de la poutre de couronnement.

b) Les pieux de ($\varnothing = 0,8\text{ m}$) :

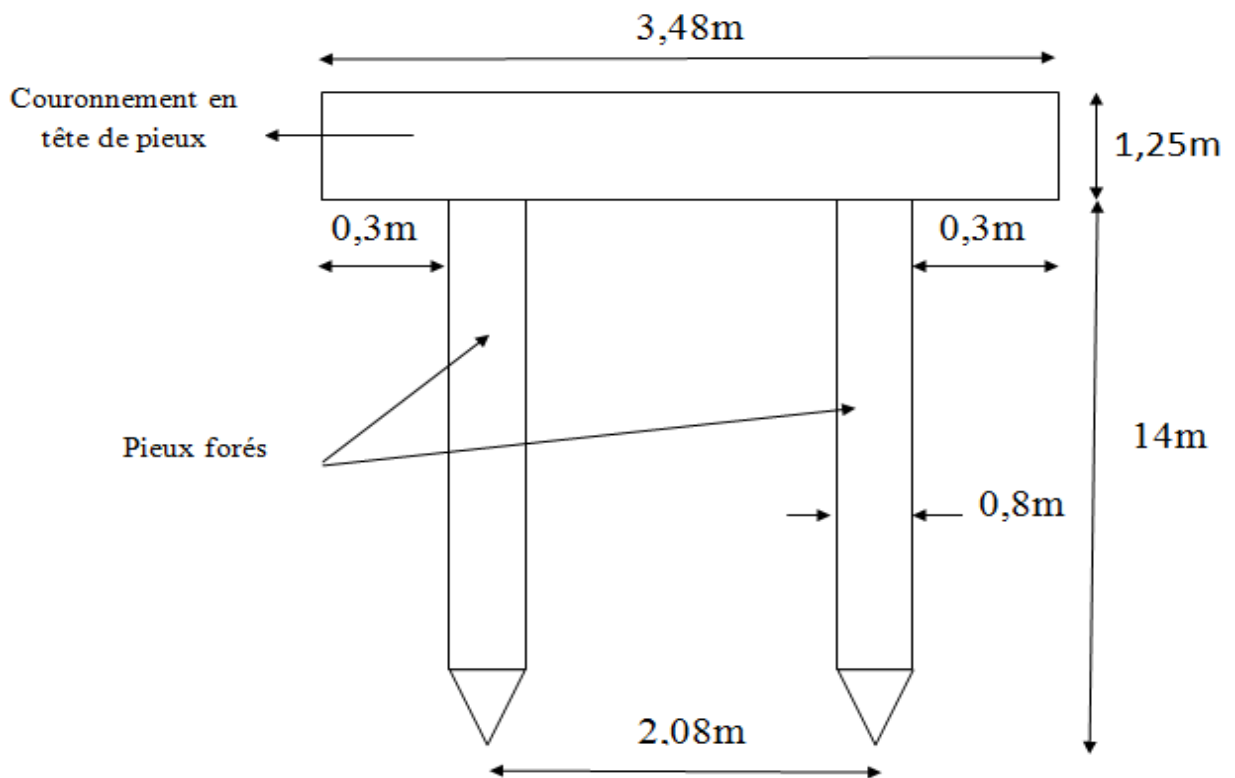


Figure IV.7. Détail d'exécution des pieux et de la poutre de couronnement.

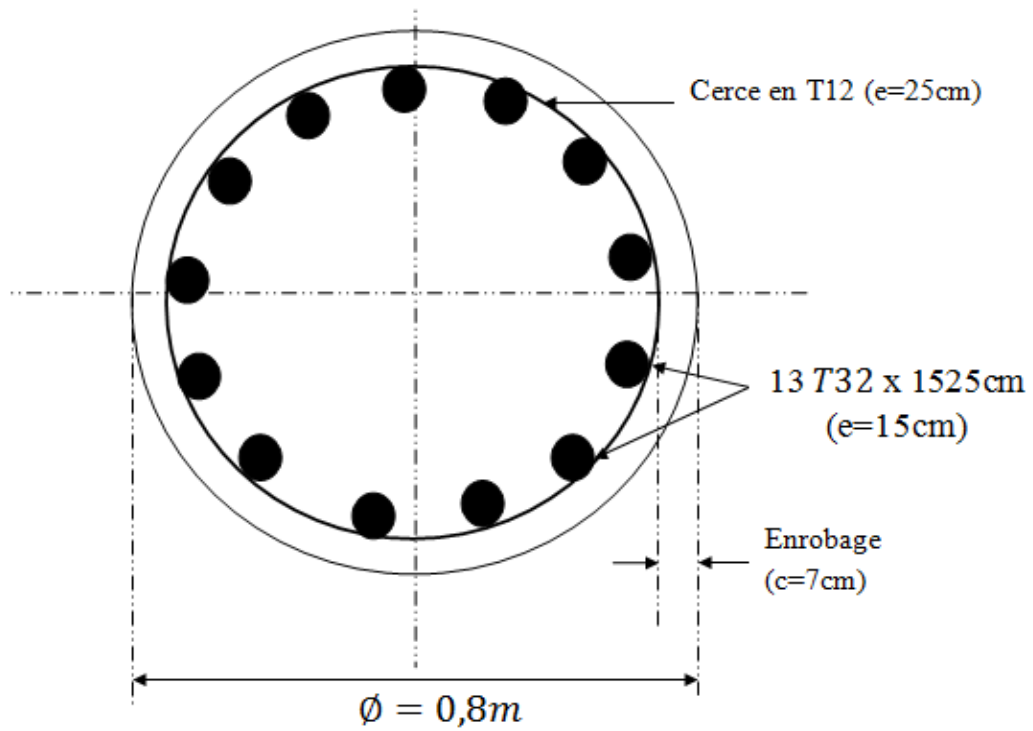


Figure IV.8. Détail de ferrailage des pieux.

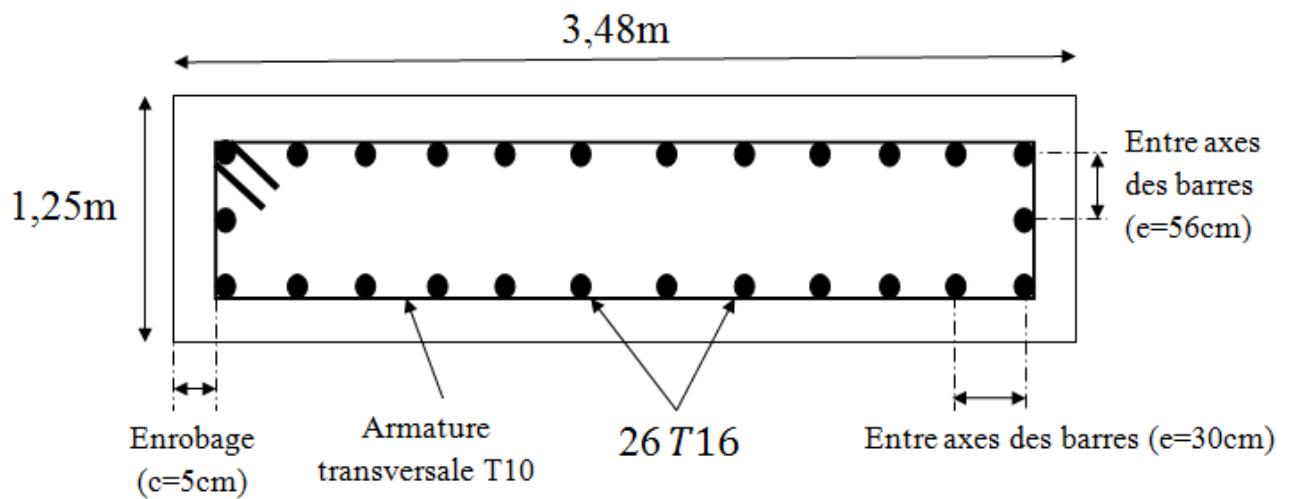


Figure IV.9. Détail de ferrailage de la poutre de couronnement.

IV.8.Conclusion

La solution du clouage a donc été retenue, car elle permettrait :

- De ne pas modifier la géométrie du site.
- D'agir sur le site avec des moyens très légers.
- Ajuster le confortement en fonction du sol.

En outre, c'est une technique adéquate. La stabilisation du talus a été assurée par des pieux en béton armé de 1m ou de 0,80m de diamètre ancrés à 1/3 de leur hauteur dans le substratum, et implantés en quinconce au milieu du talus. Les pieux sont chaînés à leur tête par une poutre de couronnement en béton armé.

Les informations concernant les pieux et les deux poutres de couronnement sont résumées sur les tableaux suivants :

Tableau IV.2 : Informations sur les pieux

	Type de pieu	Profondeur du pieu	Nombre de barres longitudinales par pieu	Nombre de cerces par pieu	Nombre de pieux
$\varnothing = 1m$	Foré simple	15m	18T20	100T12	56
$\varnothing = 0.80m$	Foré simple	14m	13T32	56T12	70

Tableau IV.3 : Informations sur la poutre de couronnement

	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Nombre de barres longitudinales	Nombre de barres transversales
$\varnothing = 1m$	80	4,20m	1,25m	30T16	320T10
$\varnothing = 0.80m$	80	3,48m	1,25m	26T16	320T10

CHAPITRE V

CHAPITRE V : Analyse numérique du glissement

V.1 .Introduction

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Il existe plusieurs types de programmes parmi les quels on citera le programme PLAXIS.

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle de référence. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

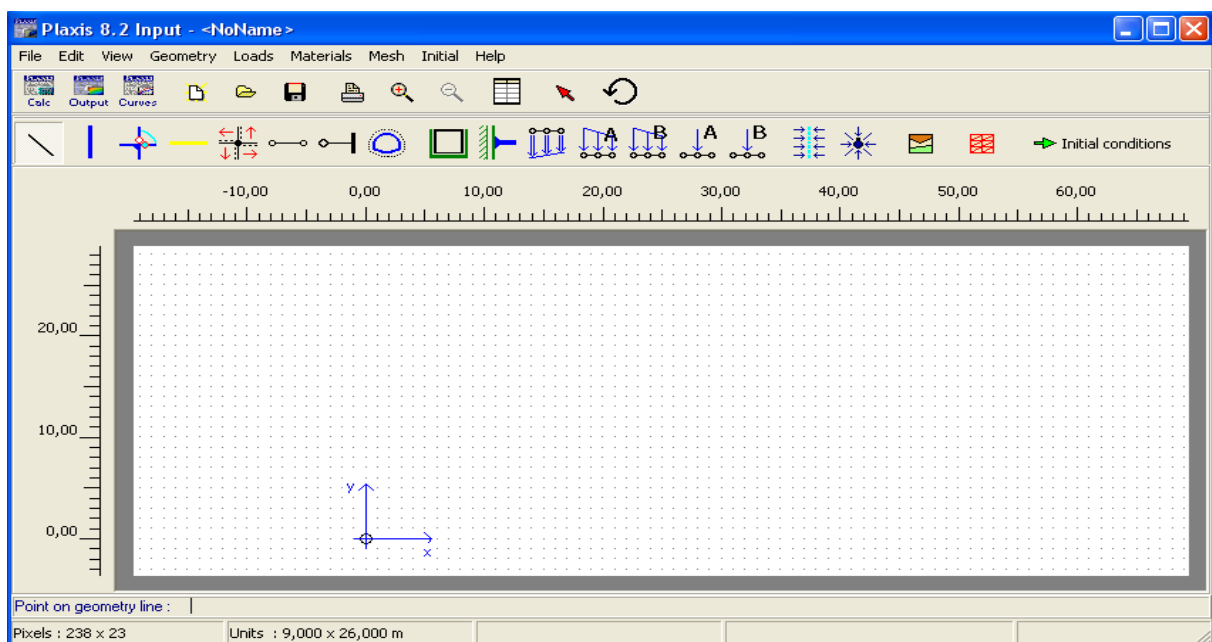


Figure V.1 : Fenêtre d'entrée des données de Plaxis

V.2. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiqués permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sol.

En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle à calculer » de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle.

C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un model qui décrive ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

Les diférents models utilisés par PLAXIS sont :

V.2.1. Le modèle de Mohr Coulomb (MC)

Le modèle de Mohr Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

Le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (φ), l'angle de dilatance (ψ).

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires ou des correlations entre les différents essais (laboratoires et in-situ).

Ce modèle est régit par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

Figure V.2 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

V.2.2. Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hook ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young (E) et le coefficient de Poisson ν .

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

V.3. Type de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol.

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol :

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.

V.4. Etape de modélisation

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

- a) **Le programme d'entrée de données input** : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.
- b) **Le programme calculation** : permet de définir les différentes phases de calcul du model.
- c) **Le programme output** : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).
- d) **Le programme curves** : nous permet d'avoir les iterfaces courbes.

V.5. Modélisation du sol sans confortement

D'après les résultats obtenus par les essais laboratoires ,les essais in-situ et les corrélation faites au chapitre II, nous avons utilisé dans la modélisation les paramètres qui figurent sur les tableaux suivant avec le model de Mohr-Coulomb et le comportement drainé.

Tableau V.1 : Caractéristiques des couches de sol en comportement drainé

Mohr-Coulomb		Eboulis de pente	Pelite
Paramètres	Unités	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,90	25,30
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,90	25,30
E'_{ref}	[kN/m ²]	10220	166700
ν	[-]	0,330	0,250
C_{ref}	[kN/m ²]	1	170,00
φ'	[°]	25,00	25,00

V.5.1. Résultats obtenus

Les cartographies ci-dessous montrent le champ de déplacement de sol après glissement. On note des déplacements vertical et horizontal maximal respectivement de 7,18m et 10,05m.

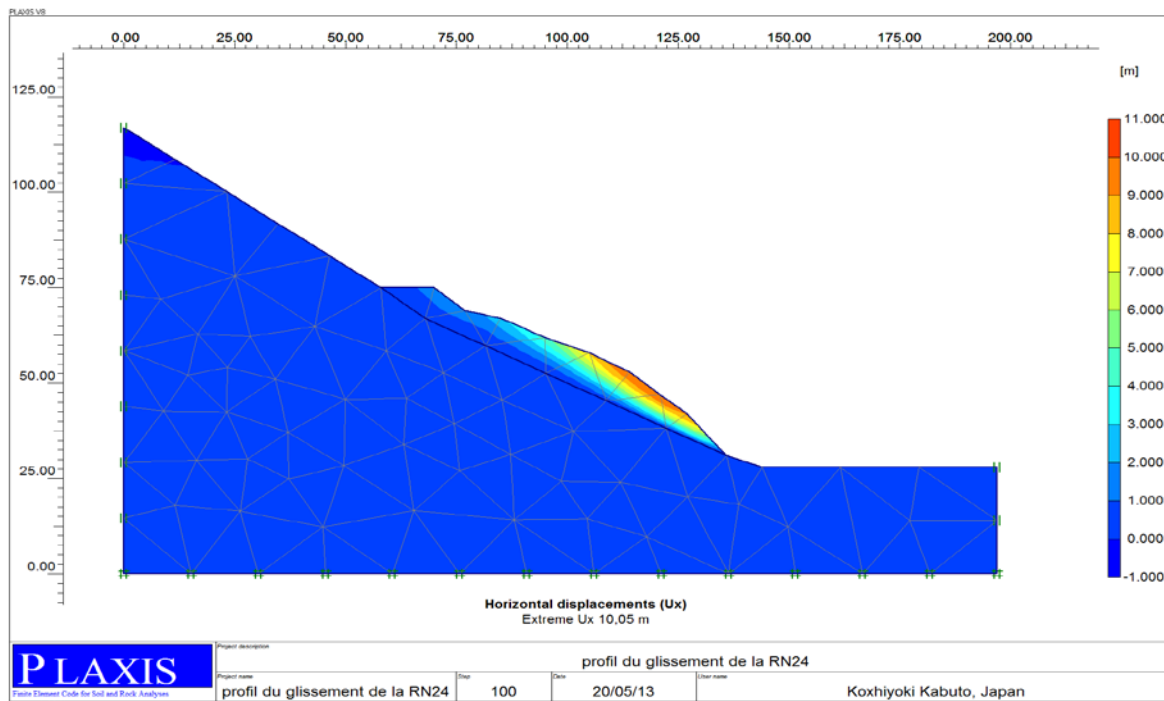


Figure V.3 : Déplacement horizontal (translation).

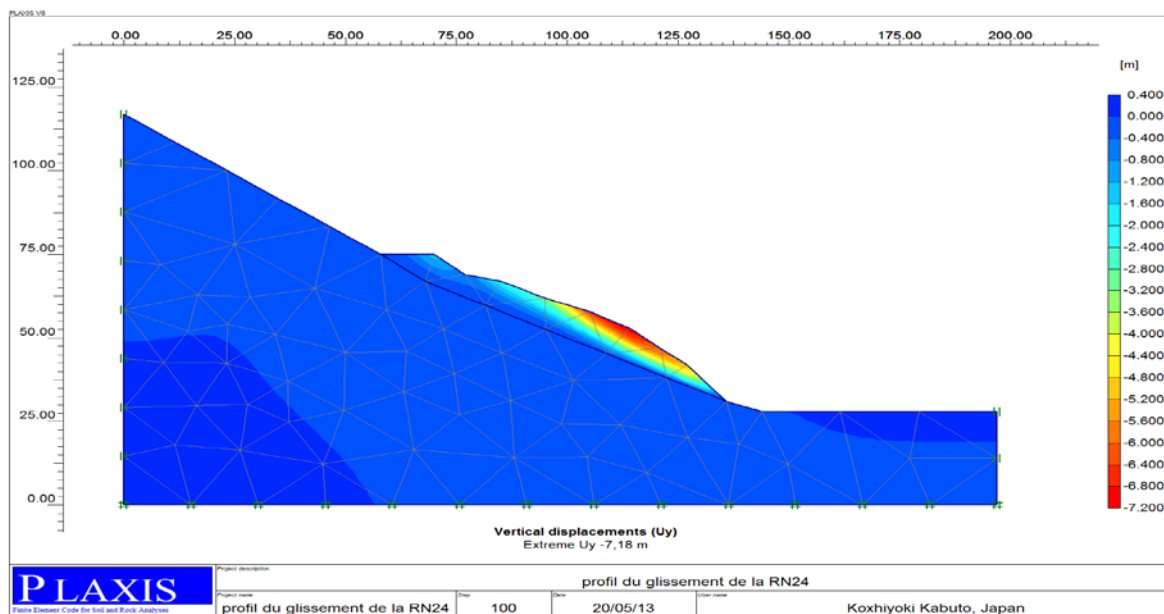


Figure V.4 : Déplacement vertical (affaissement) .

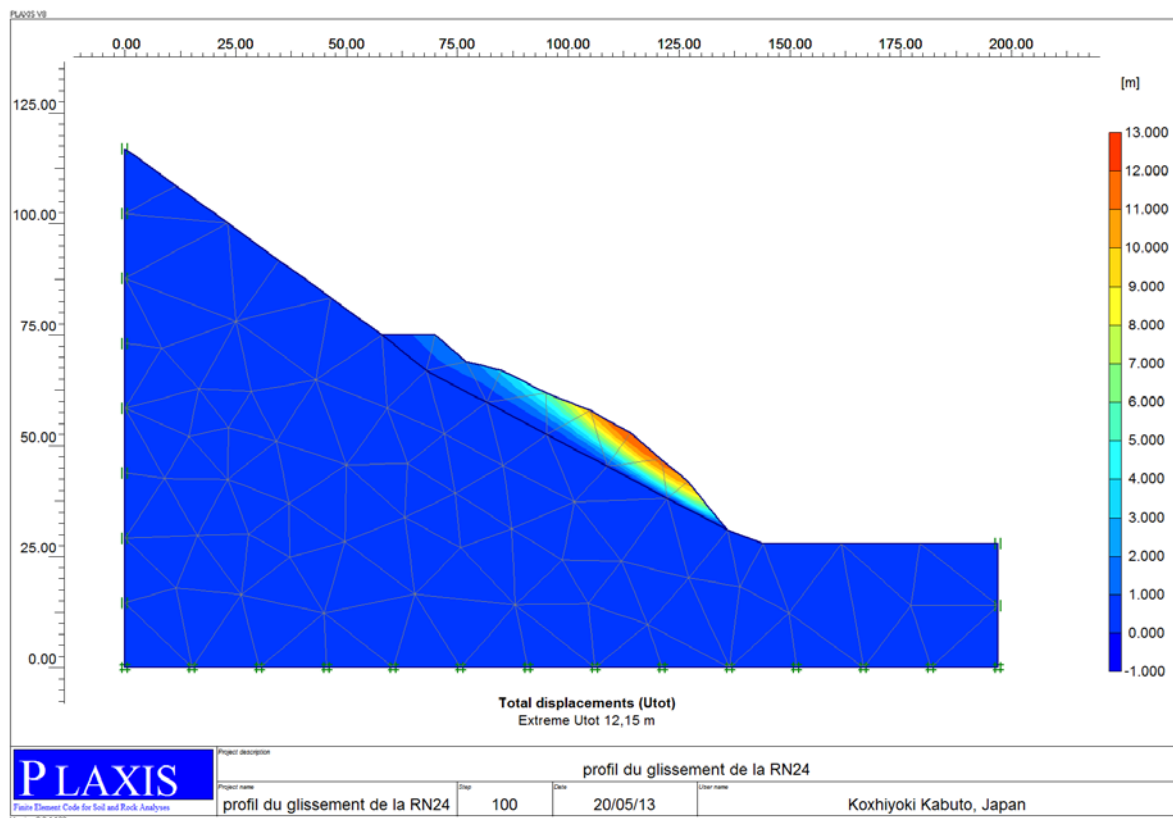


Figure V.5 : Déplacement total.

Commentaire :

D'après les résultats des figures (IV.3) et (IV.4), les déplacements, horizontal et vertical sont respectivement, 10.05m et 7.18m, ce qui est proche des déplacements décrits par le diagnostic préliminaire fait par la DTP de Bejaia qui donne une translation de la route sur 10m dans la direction sud-nord (déplacement horizontal) et un affaissement variable de 6 à 8m (déplacement vertical).

PLAXIS nous a permis entre autre d'avoir la courbe représentant le facteur de sécurité en fonction des déplacements et qui est représentée sur la figure (IV.6).

La valeur moyenne du facteur de sécurité $Mfs = 0.73 < 1.5$, ce qui est concordant avec le résultat analytique et le constat du terrain.

La courbe représentant la variation du facteur de sécurité et les déplacements est représentée sur la figure (IV.6).

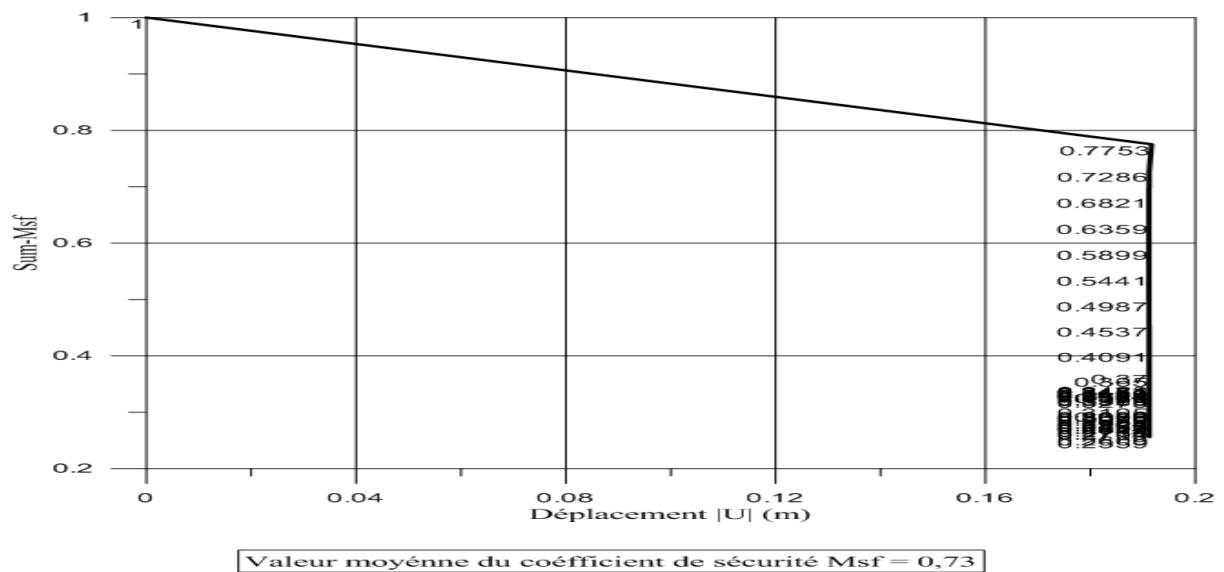


Figure V.6 :Variation du facteur de sécurité Msf en fonction des déplacements | U |

V.6.Modélisation du sol avec confortement par pieux

A l'état initial, le logiciel génère le champ de contrainte géostatique régnant dans le massif du sol en tenant compte des poids volumiques et du coefficients K_0 de poussée des terres au repos.

Le principe de cette modélisation est de faire un model de confortement équivalent en considérant la file des pieux comme étant une plaque continue qui ont la même profondeur avec la file des pieux mais d'une épaisseur appelée épaisseur équivalente (e) et d'un module équivalent (E) donnés par deux relations d'après (Cesar.LCPC V4, 2012) qui sont les suivantes :

$$e = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot B \text{ et } E = \frac{E_b * A}{d * e}$$

Avec :

B : diamètre du pieu qui est égale à 1m.

$E_b = 32 \cdot 10^6$ KPa. (Module de Young du béton).

d = 3m (entre axes des pieux).

A : section d'un pieu.

Le schéma du model et les paramètres utilisés pour les éléments de confortement sont présentés comme suit :

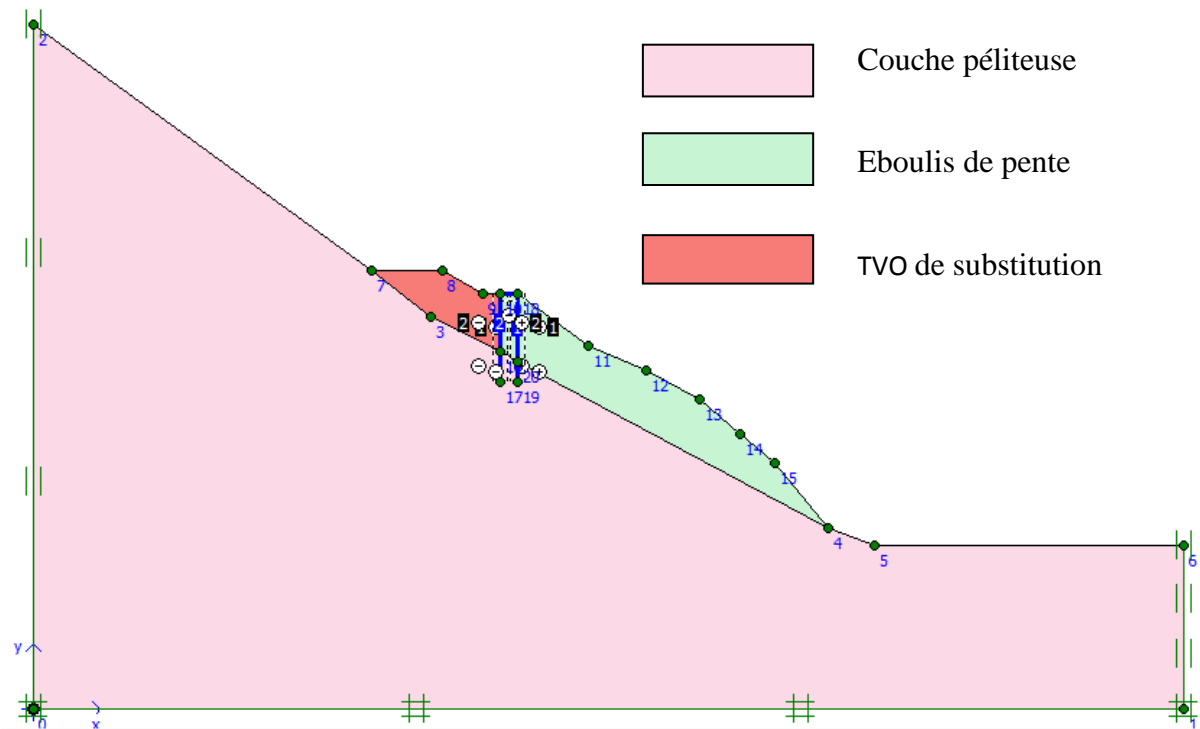


Figure V.7 : Modèle avec confortement par pieux.

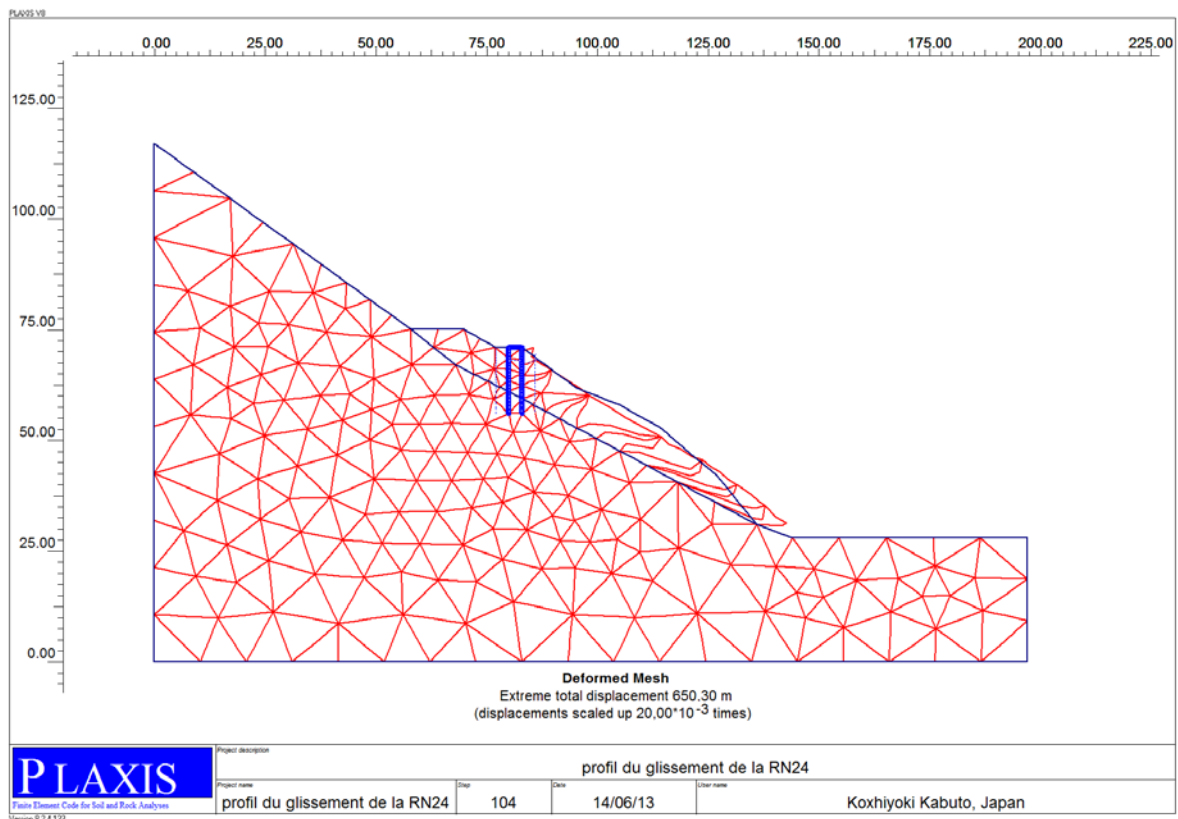


Figure V.8 : Déformation du maillage en éléments finis après confortement par pieux.

Tableau V.2 : Paramètres utilisés pour les éléments de confortement équivalents.

No.	Identification	EA'	EI	w	ν
		[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m/m]	[-]
1	pieux en béton armé	8,376E6	5,163E5	21,50	0,20
2	Couronnement en tête de pieux	1,88E8	2,448E7	31,25	0,20

Avec :

EA' : rigidité axiale (normale) du model équivalent.

EI : rigidité flexionnelle du model équivalent.

$A' = e * 1$ (Section équivalente (m²)).

$I = \frac{e^3}{12}$ (inertie équivalente (m⁴)).

$W = e * \gamma_b$ (poid du model équivalent) .Avec $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ (poid volumique du béton).

ν : module de poisson du béton.

Tableau V.3 : Paramètres utilisés pour les couches de sol après confortement.

Mohr-Coulomb		Pelite	Eboulis de pente	TVO
Paramètres	Unités	Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	25,30	20,90	19,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	25,30	20,90	19,00
E_{ref}	[kN/m ²]	166700	10220	25000
ν	[-]	0,250	0,330	0,330
C_{ref}	[kN/m ²]	170,00	1,00	1,00
ϕ'	[°]	25,00	25,00	37,00
ψ	[°]	0,00	0,00	7,00

a) Résultats obtenus :

Après avoir inséré les paramètres nécessaires à la modélisation du profil géotechnique avec clouage en pieux, on a constaté d'une part, que le déplacement de la masse de sol en amont (soutenu par les pieux), est presque nul comme l'indique la figure V.8, d'autre part on a pu avoir les diagrammes des moments et déplacements des pieux qui sont présentés sur les figures suivantes :

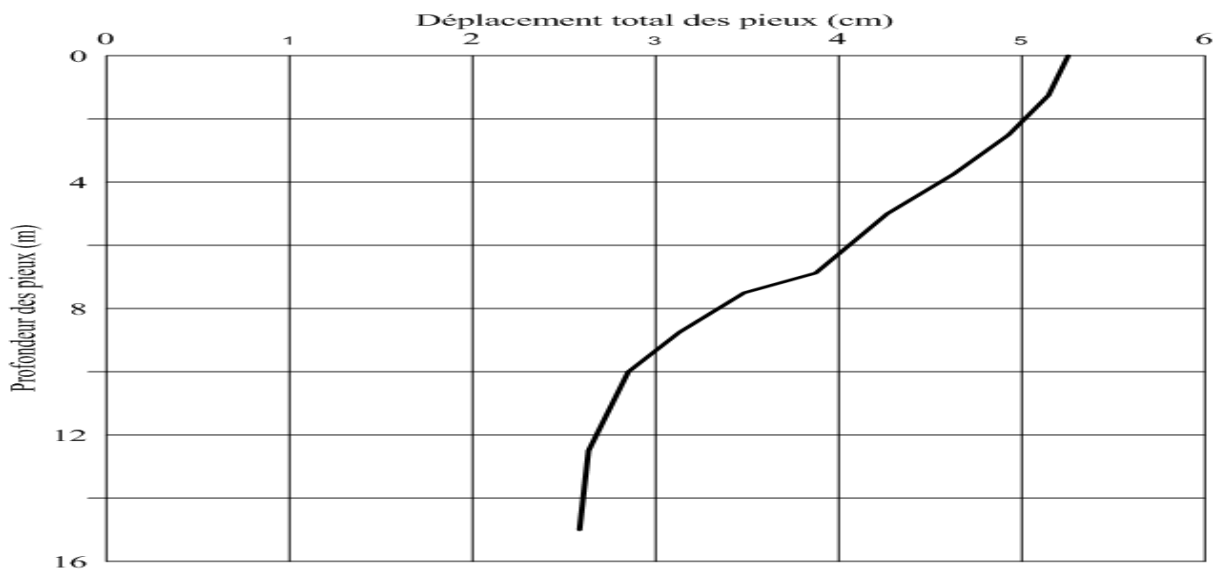


Figure V.9 :Graphe indiquant le déplacement des pieux.

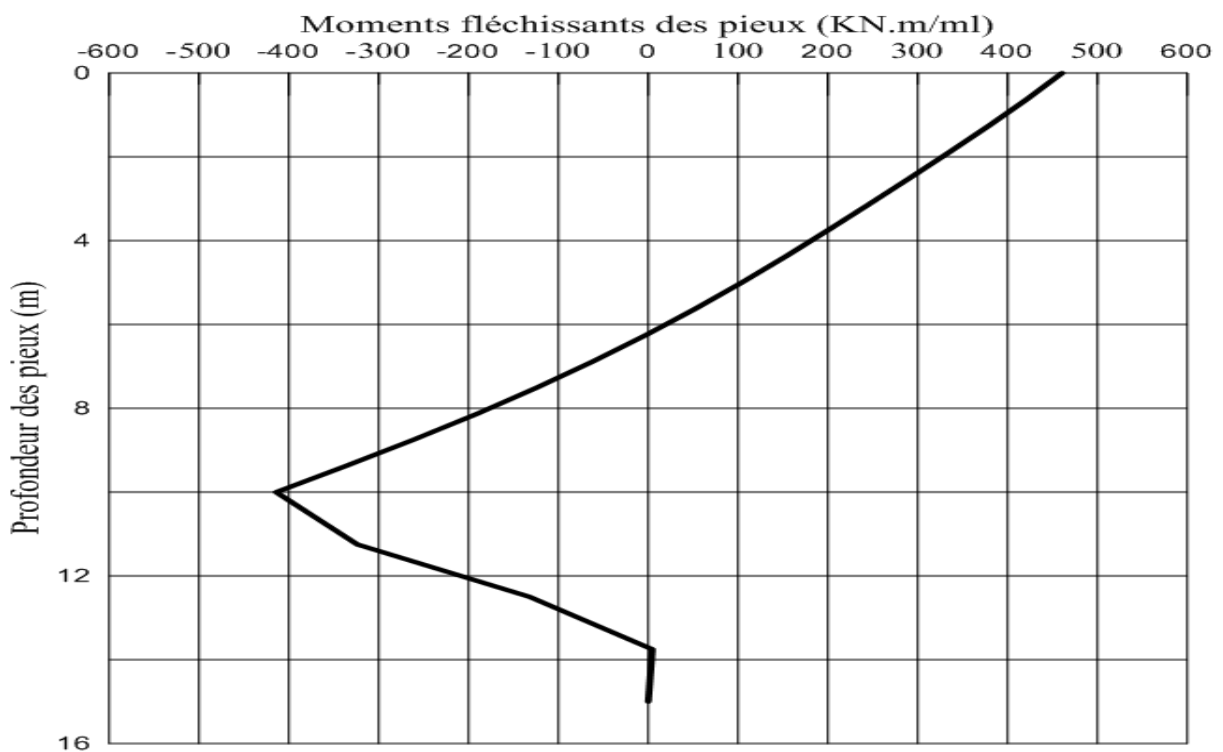


Figure V.10 :Graphe indiquant la variation du moment des pieux.

b) Commentaires sur les résultats obtenus

D'après les diagrammes obtenus, on constate ce qui suit :

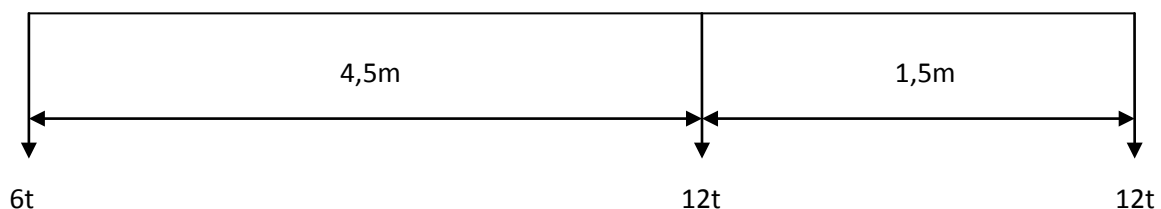
Le déplacement des pieux varie entre (2.5cm et 5.2cm), il atteint son maximum (5.2cm) en tête et diminue en allant en profondeur jusqu'à ce qu'il atteigne sa valeur minimale en bas des pieux (2.5cm), ce qui est un résultat acceptable tenant compte de la masse de sol à soutenir.

Le moment fléchissant maximal est de 460.48 KN.m/ml ce qui nous donne un moment $M^{\max} = 460.48 * d = 1381.44 \text{ KN.m}$, avec $d=3\text{m}$ qui est l'entre-axes des pieux, ce qui nous ramène à comparer ce résultat avec celui trouvé dans le calcul analytique fait au chapitre précédent avec un moment $M^{\max} = 1552,2 \text{ KN.m}$, avec un pourcentage de 12.35% de différence.

V.6.1. Modèle avec prise en compte des charges routières

La sollicitation des charges d'exploitation routières est un facteur très important dans la détermination de l'efficacité de notre confortement à tenir la route, dans cette présente modélisation, on va tenir en compte de deux charges routières qui sont le BC120 et le D140.

A. Convoi BC : les charges du convoi BC sont caractérisées par les schémas suivants :

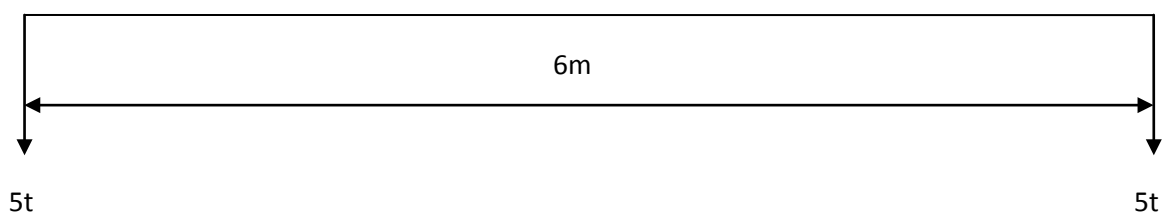


D'après le schéma on peut évaluer la charge totale que peut supporter le BC120 :

$$\sum F_i = 6 + 12 + 12 = 30t = 300\text{KN.}$$

On divise la charge totale sur la longueur du BC120 pour avoir les charges sur 1m :

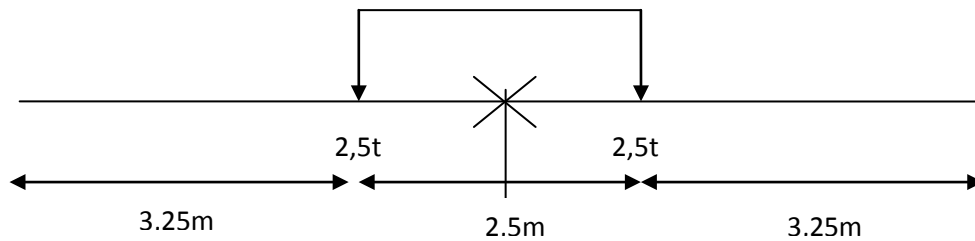
Ce qui nous ramène à simplifier le schéma comme suit :



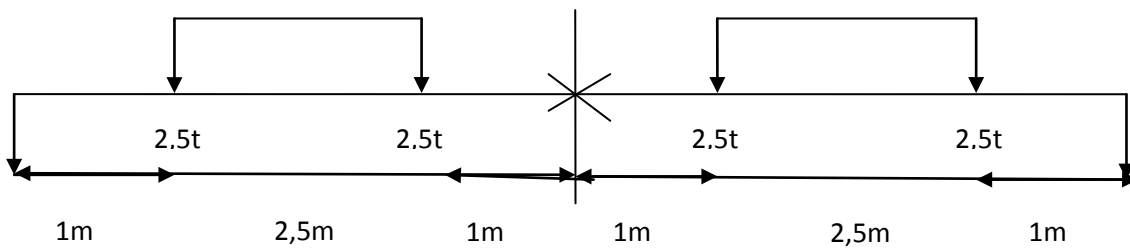
Pour modéliser les charges dues au convoi BC ,on doit prendre en considération deux cas :

- 1^{er} Cas : quand on a une seul voie chargée par le BC120.
- 2eme Cas : quand il y'a chargement de la double voie par deux convois BC qui se croisent.

Pour le 1^{er} Cas , on aura le schéma suivant :



Pour le 2^{ème} Cas on aura le schéma suivant :



Interprétation des deux cas sur plaxis :

1^{er} Cas :

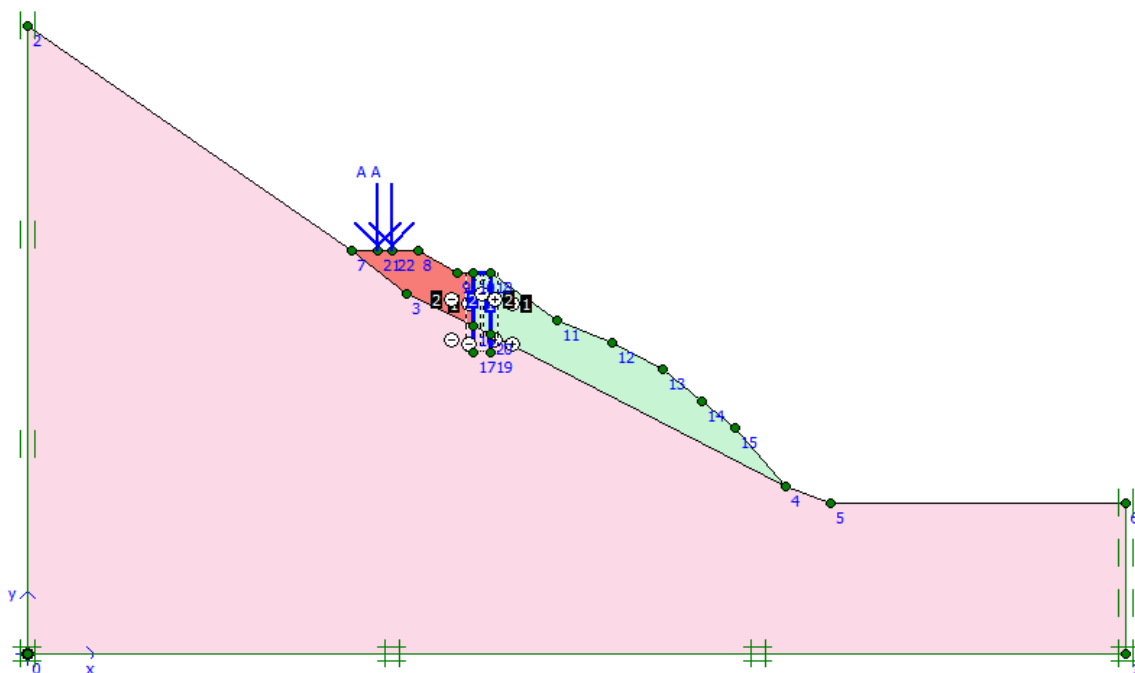
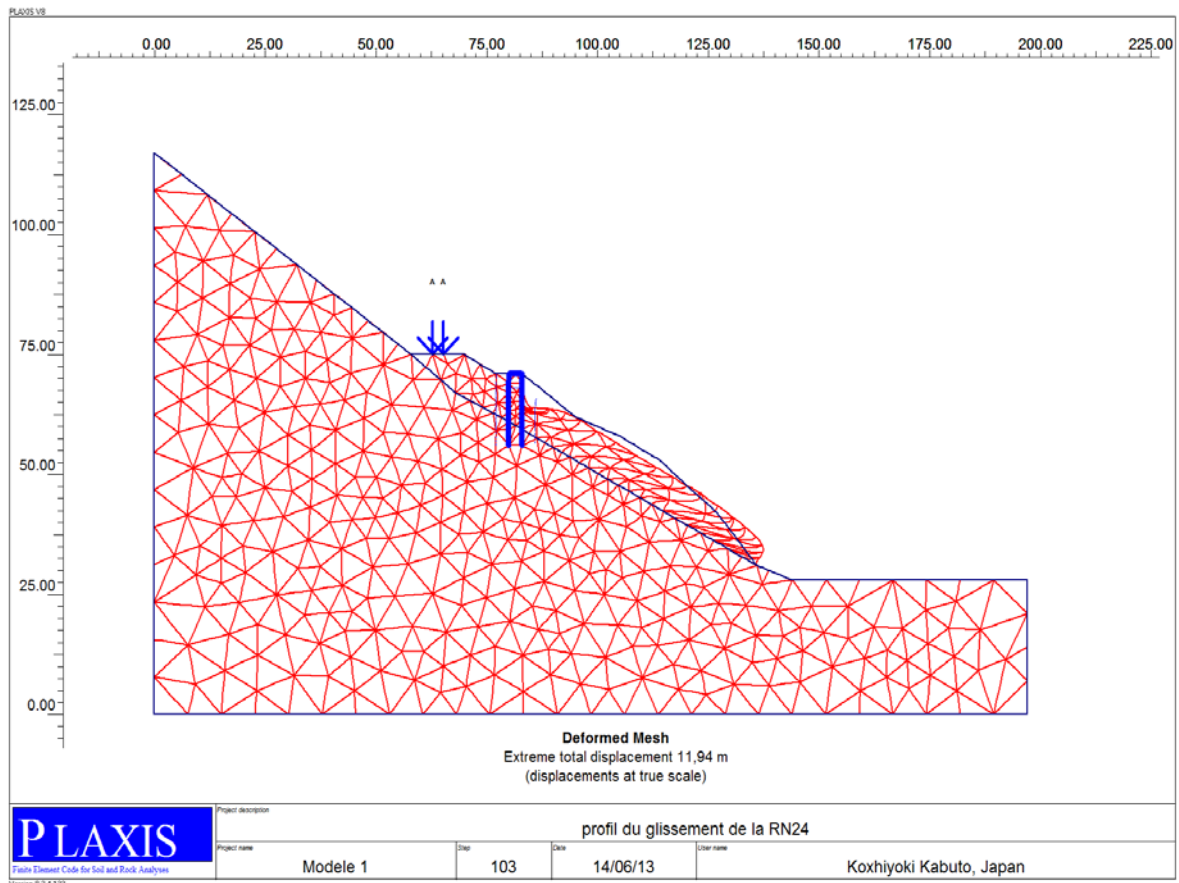


Figure V.11: Modèle conforté sollicité par le convoi BC. 1^{er} Cas.



V.12. Déformation du maillage en éléments finis après le chargement.

1^{er} Cas.

Résultats obtenus :

a) Déplacement total des pieux :

Les deux figures suivantes nous indiquent le déplacement total des pieux après chargement :

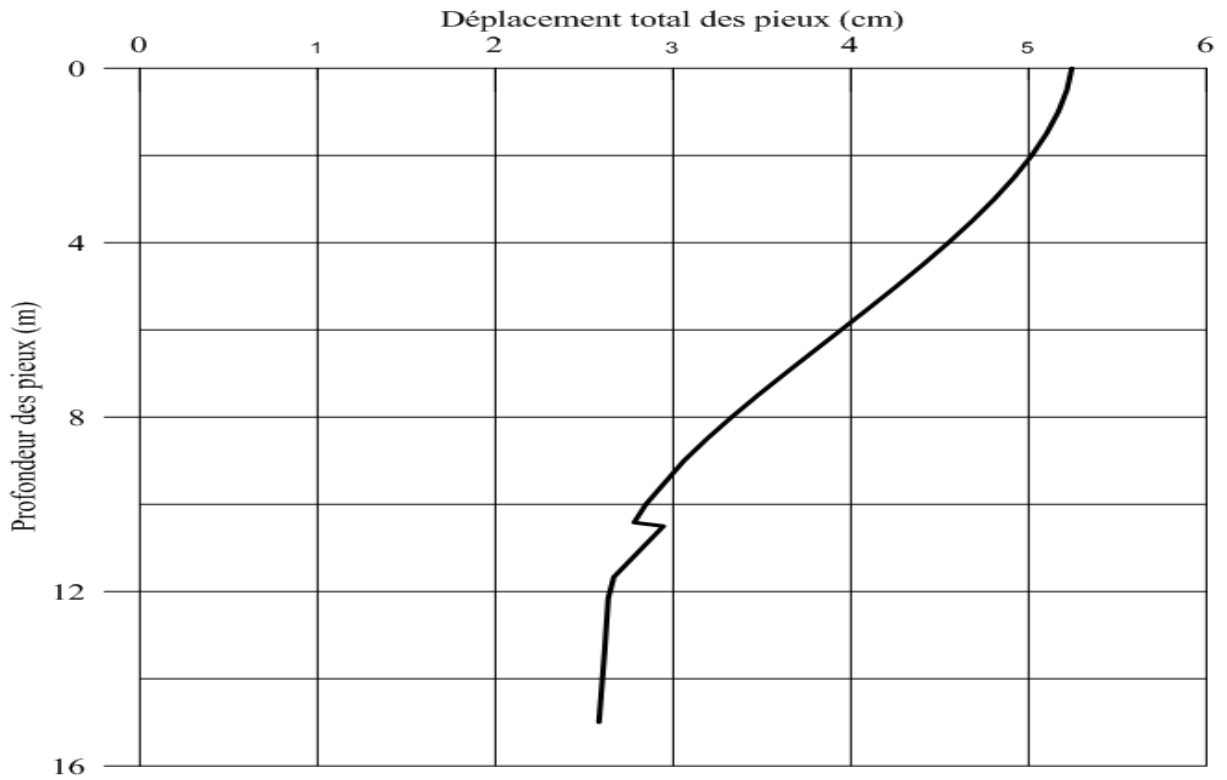


Figure V.13 : Graphe indiquant le déplacement des pieux après chargement.

b) Moment fléchissant des pieux :

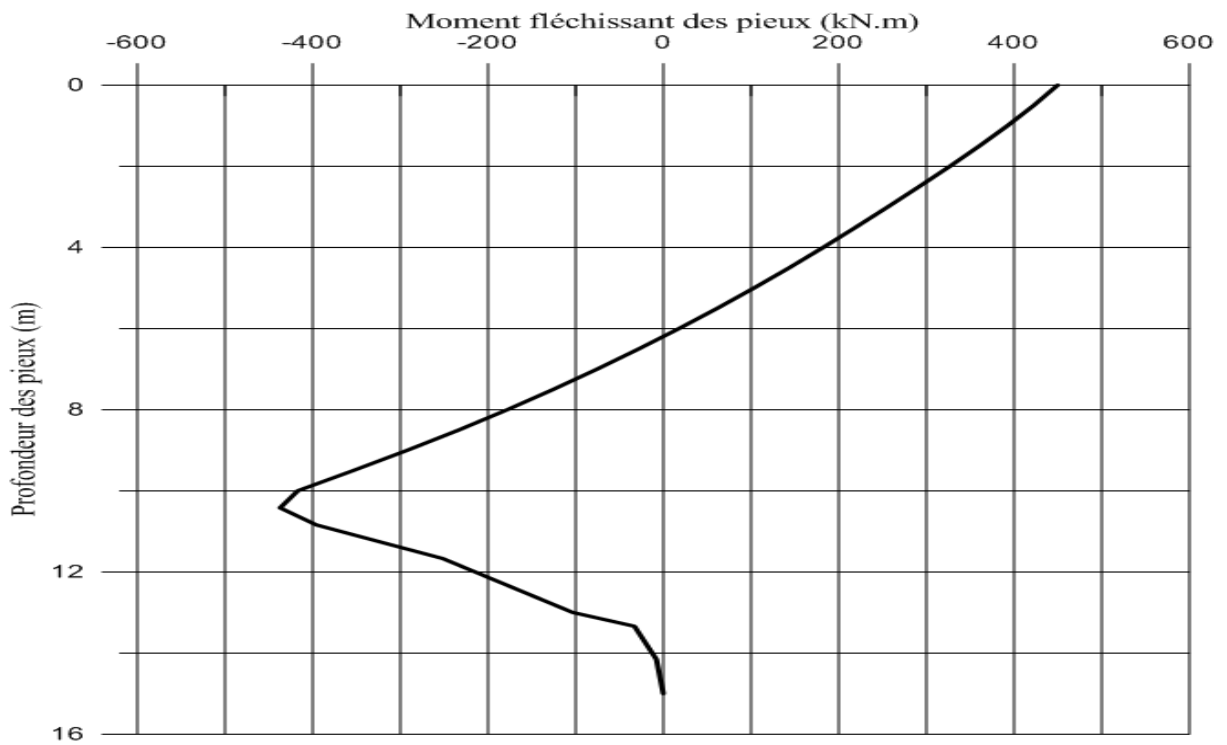


Figure V.14 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.

2ème cas :

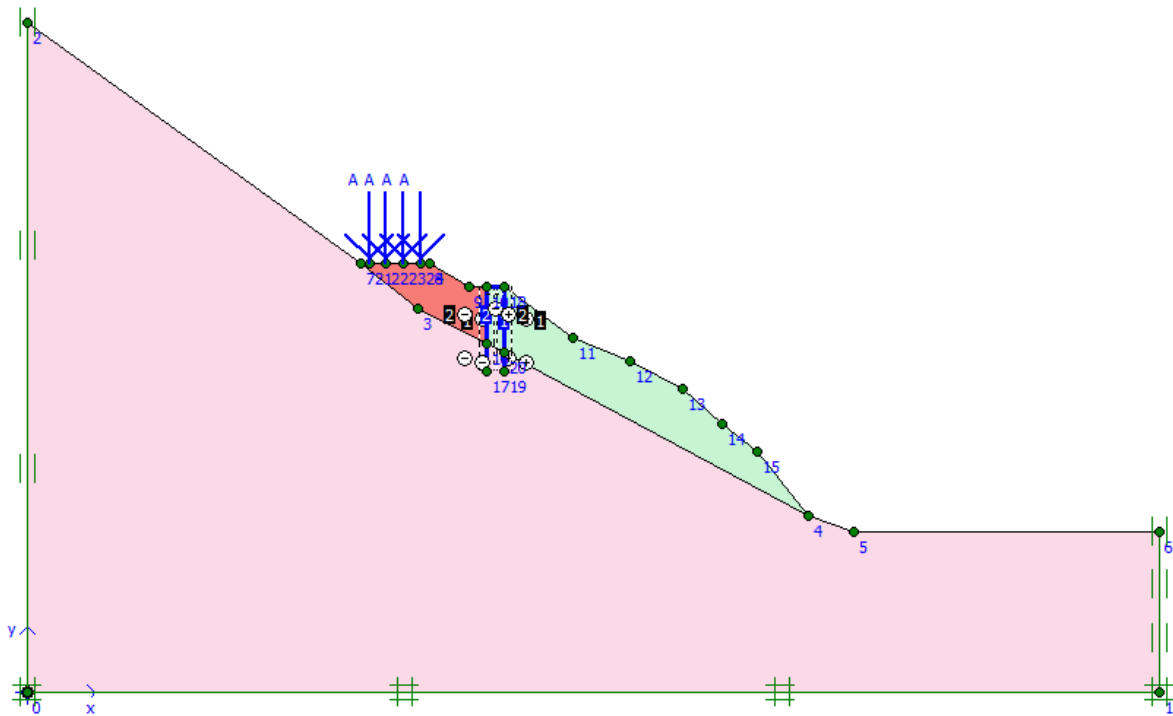


Figure V.15 : Model conforté sollicité par le convoi BC. Cas n°2

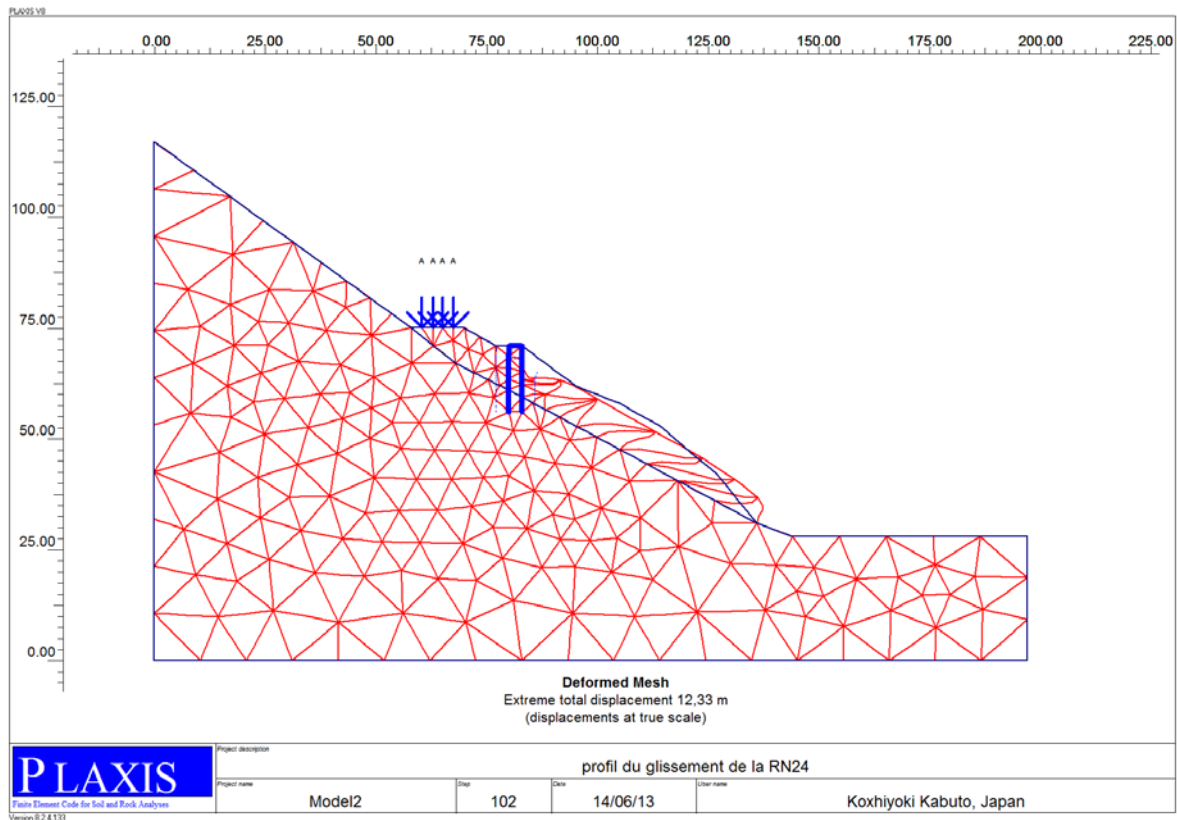


Figure V.16 : Déformation du maillage en éléments finis après chargement.

Cas n°2.

Interprétation des résultats :

a) Déplacement des pieux :

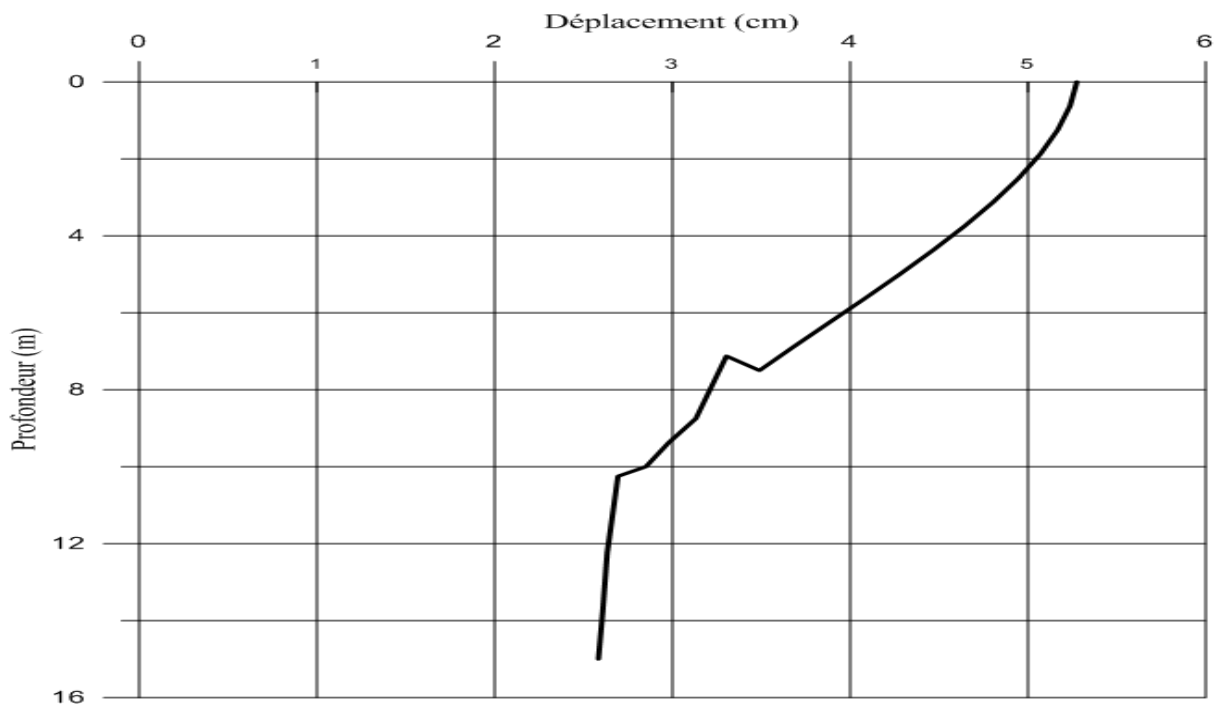


Figure V.17 : Graphe indiquant le déplacement des pieux après chargement.

b) Moment fléchissant :

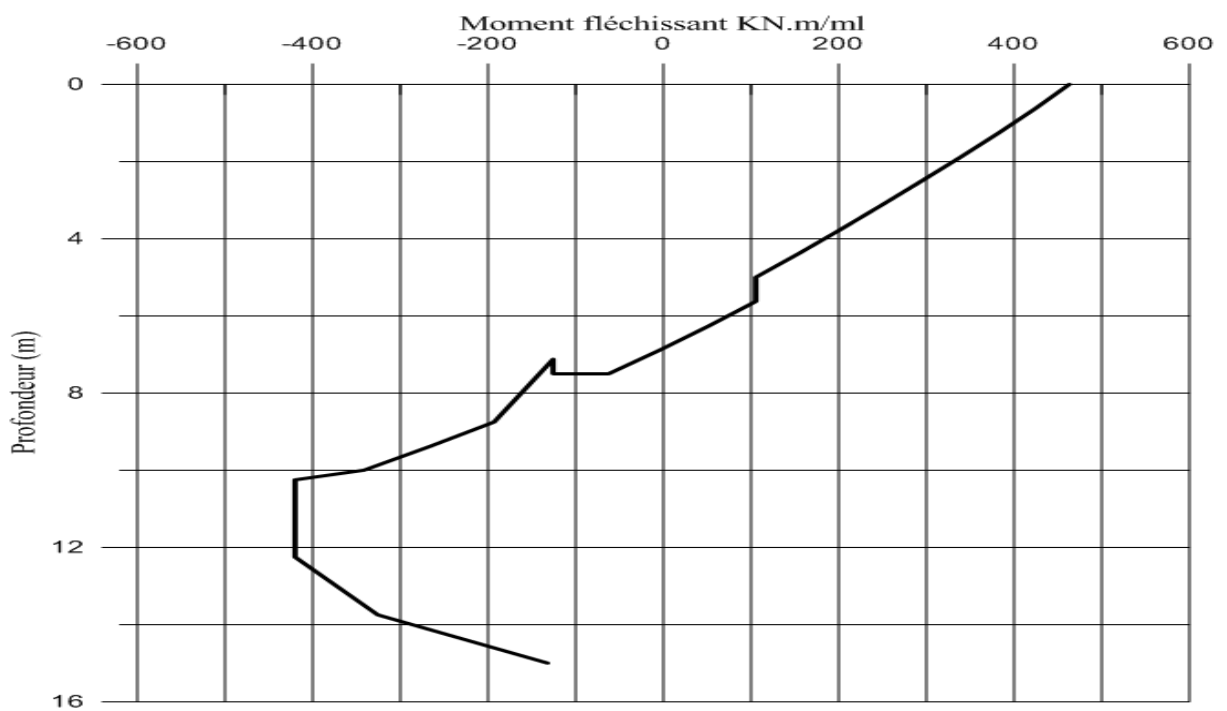


Figure V.18 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.

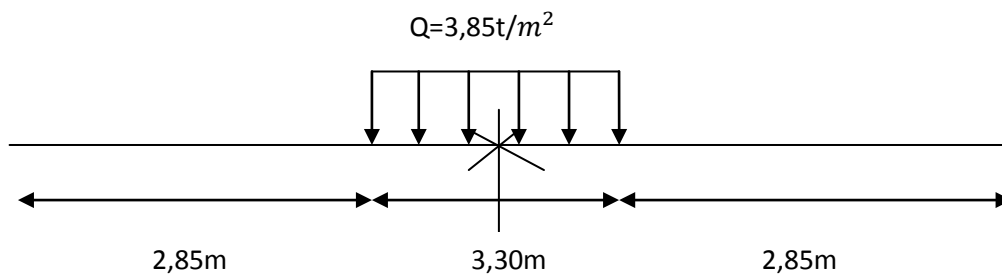
Commentaires sur les résultats obtenus du chargement des deux cas avec le convoi BC :

D'après les courbes et les figures obtenus, on constate que les moments fléchissant et les déplacements des pieux sont restés presque les mêmes dans les deux cas de chargement avec le convoi BC, ce qui confirme une autre fois que le confortement utilisé fonctionne correctement .

B. Convoi D140 :

La charge de ce convoi est répartit uniformément sur sa surface qui est égale à $3.3 \times 11\text{m}$, donc on aura $Q = 140\text{t} / 36,3 = 3,85 \text{ t/m}^2 = 38,5 \text{ kN/m}^2$.

Le schéma suivant nous montre la répartition des charges du D140 sur la route :



Modélisation du sol avec le convoi D140 :

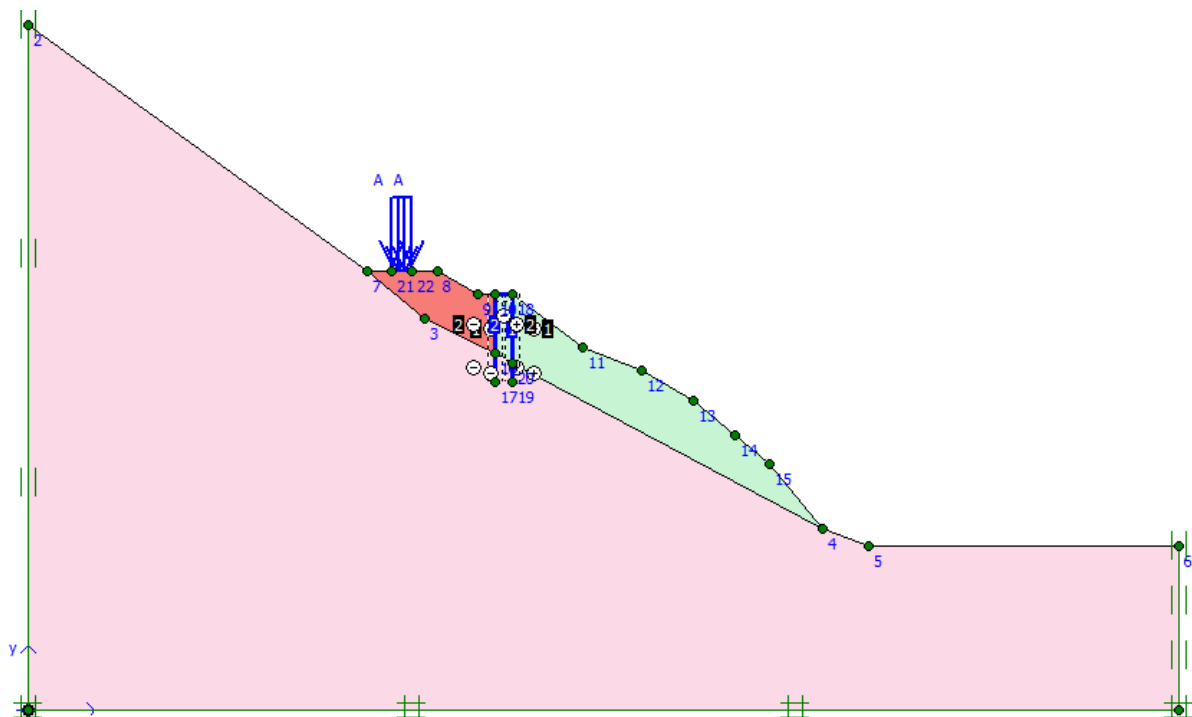


Figure V.19 : Model conforté sollicité par le convoi D140.

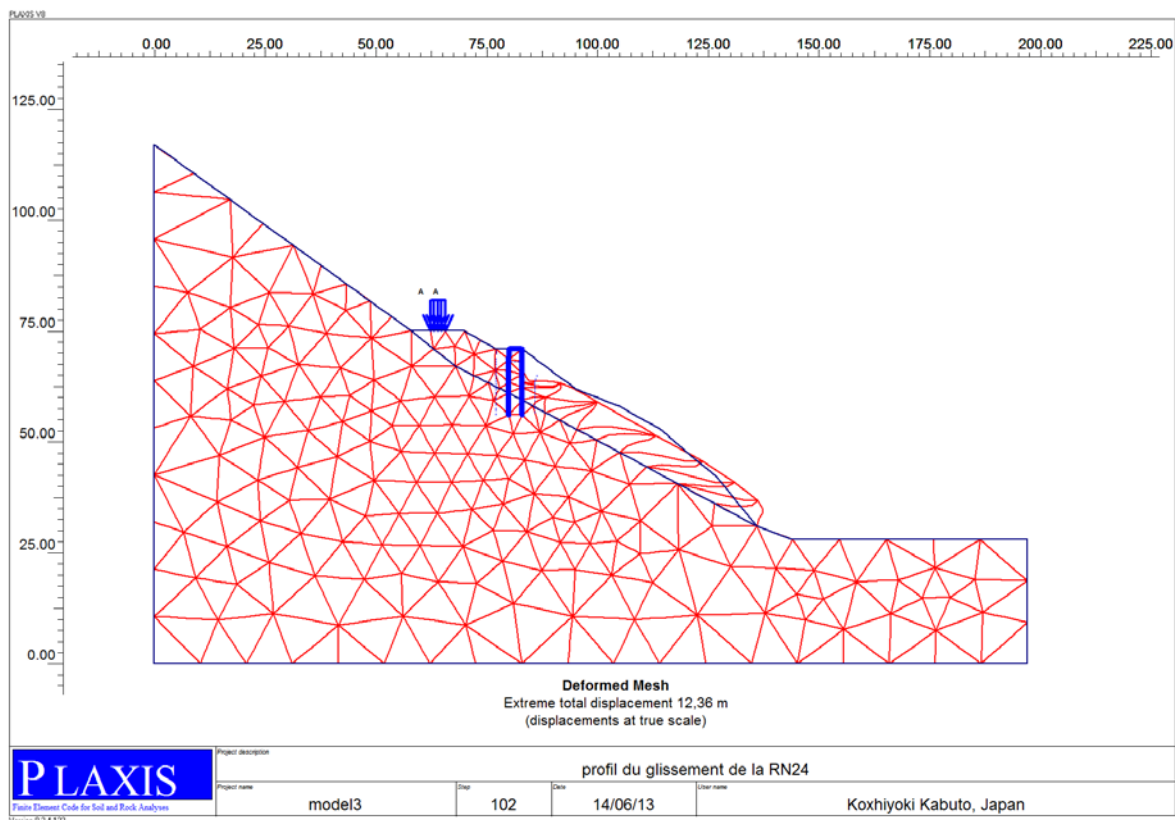


Figure V.20 : Déformation du maillage en éléments finis après chargement.

Résultats obtenus :

a) Déplacement des pieux :

Le diagramme des déplacements des pieux sous la charge du D140 est le suivant :

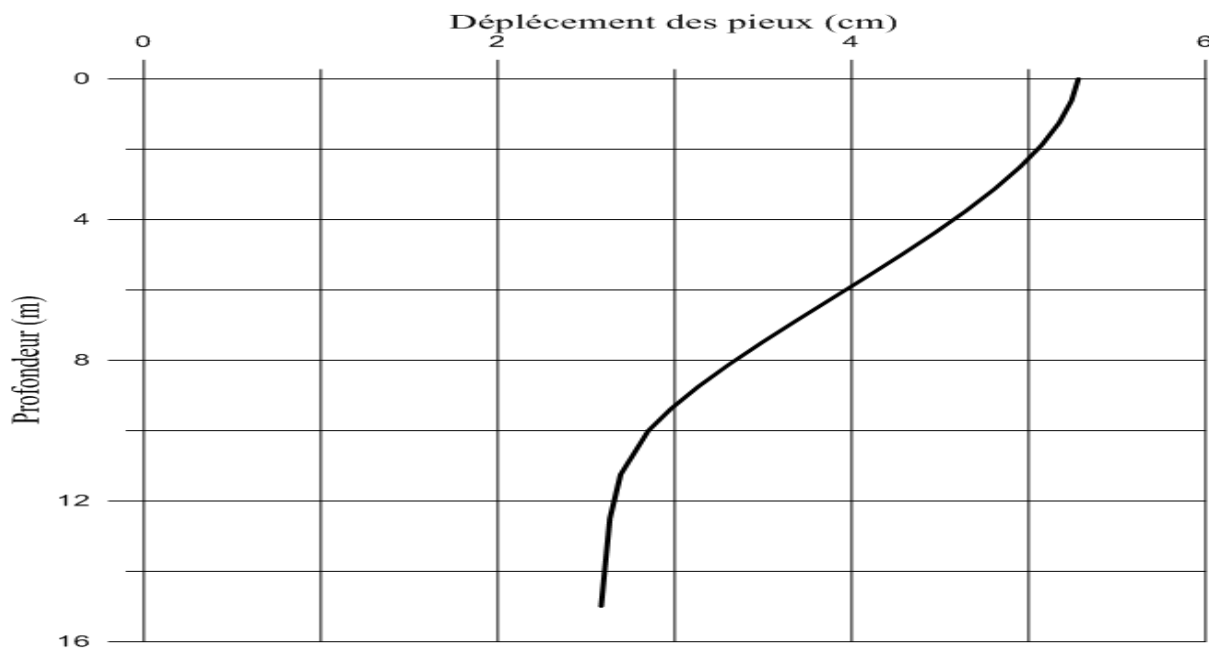


Figure V.21 : Graphe indiquant le déplacement des pieux après chargement.

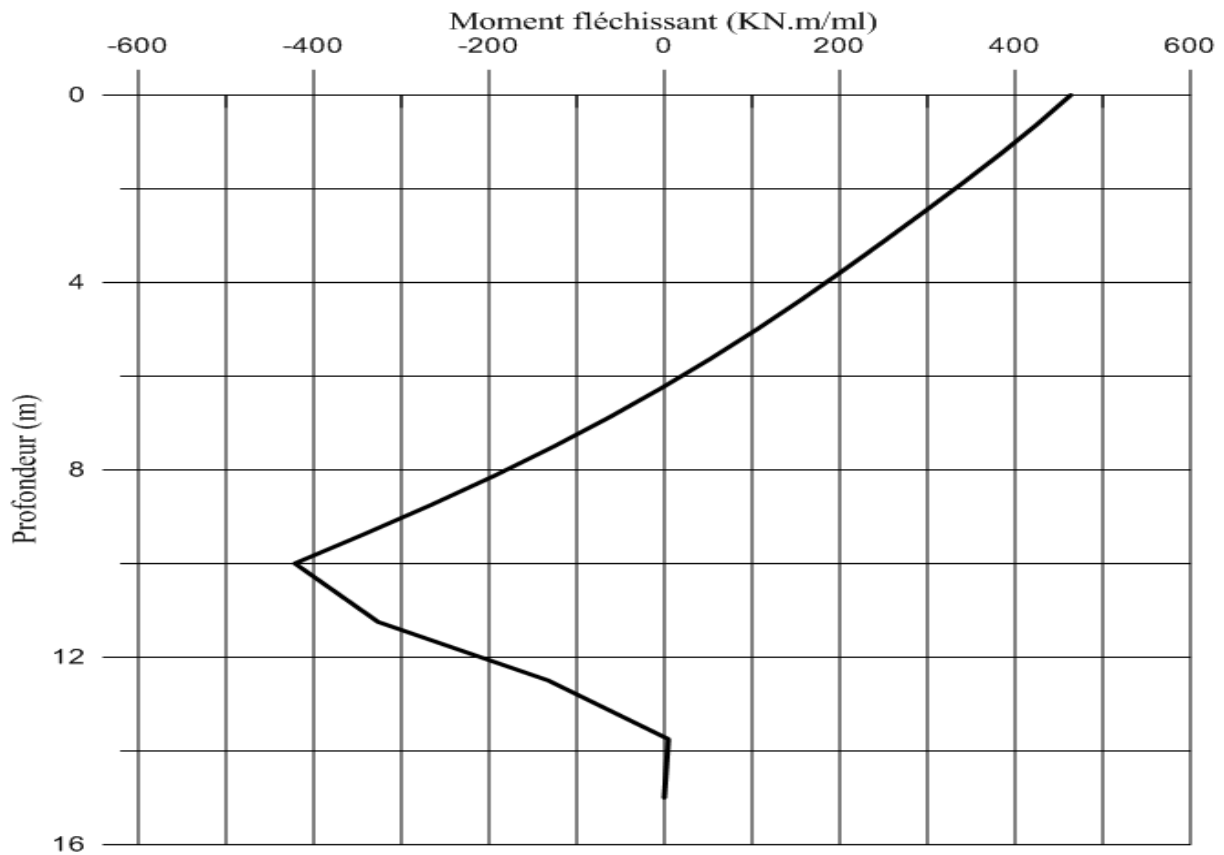
b) Moment fléchissant des pieux :

Figure V.22 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.

Commentaire sur les résultats obtenus :

D'après les figures et les diagrammes obtenus, on a constaté que les déplacements et les moments fléchissant des pieux sont restés inchangés soit par rapport au chargement avec le convoi BC ou bien avec le D140.

CHAPITRE VI

CHAPITRE VI : Estimation économique du projet

VI.1. Introduction

Notre étude ne va pas se limiter juste aux résultats techniques obtenus, mais va être élargie en faisant appel à l'étude économique.

L'étude économique est une étape très essentielle dans l'étude d'un projet, car elle permet d'évaluer le cout et le budget nécessaires à la réalisation.

VI.2. Calcul de la quantité des matériaux

Tableau VI.1 : Quantité des matériaux utilisés.

	Volume des TVO (m^3)	Poids d'acier (t)	Volume du béton (m^3)	Forage (ml)
Pieux de d=1m	19833	55,35	1080	840
Pieux de d=0,8m	19833	92,71	883	1064

VI.3. Calcul des prix

Tableau VI.2 : Cout total du projet pour les pieux de 1m de diamètre.

éléments	Les prix unitaires	Prix total
TVO	500DA/ m^3	9916500 DA
Les pieux	50000 DA/ml	42000000 DA
La poutre de couronnement	16880 DA/ml	7089600 DA
	Prix total du projet	59006100 DA

Tableau VI.2 : Cout total du projet pour les pieux de 0,8m de diamètre.

éléments	Les prix unitaires	Prix total
TVO	500DA/m ³	9916500 DA
Les pieux	40000 DA/ml	42560000 DA
La poutre de couronnement	16880 DA/ml	5874240 DA
	Prix total du projet	58350740 DA

Commentaire

D'après l'estimation économique faite, on remarque que le cout d'exécution des pieux de 1m de diamètre ne diffère pas trop de celui des pieux de 0,8m.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire a pour but d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain ayant affecté la RN24 reliant la wilaya de Bejaia et celle de Tizi-Ouzou.

La méthodologie suivie dans ce travail était de faire une étude géologique et hydrologique du site pour en suite déterminer la cause essentielle de ce glissement.

L'analyse de ce glissement de terrain est faite par un calcul manuel basé sur la méthode des tranches de Fellinius et une analyse numérique faite à l'aide du logiciel « Plaxis », et cela nous a permis d'avoir un facteur de sécurité F_s dans deux états sec et saturé trop faible ($F_s < 1,5$) ce qui justifie la cinématique du glissement déclaré en Avril 2012.

D'après l'analyse faite, la principale cause de ce glissement était la présence d'eau en quantité considérable dans le talus et la zone de glissement qui est due à la pluviométrie importante enregistrée durant l'année ou le glissement s'est produit.

Le confortement proposé consiste à clouer le sol par des pieux forés. L'étude de confortement est faite analytiquement en tenant compte de deux diamètres en l'occurrence 1m et 0,8m. L'analyse est menée numériquement à l'aide du logiciel « Plaxis » dans le but de comparer les résultats obtenus par ces deux approches et de s'assurer de la fiabilité de ce confortement.

Les principaux résultats obtenus à partir de l'étude numérique du confortement sont acceptables. On enregistre des déplacements des pieux de l'ordre de 2.5cm à 5.25cm et des moments fléchissant qui ne dépassent pas les 1600kN.m pour les pieux de 1m de diamètre.

A partir des résultats obtenus, le ferrailage des pieux et de la poutre de couronnement a été adopté.

En termes de ce travail, une évaluation économique du confortement a été effectuée en comparant les deux types de diamètre.

D'autres techniques de renforcement peuvent être envisagées telles que les massifs en géotextiles, appuyés de dispositifs de drainage.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

G.Cartier. (1986, Janvier-Fevrier). La stabilisation des pentes instables par clouage. pp. 45-56.

G.Philipponnat. (1998). *Fondation et ouvrage en terre*. Eyrolles.

Guide Veritas du batiment. (1993). *Gestion technique du patrimoine, Réhabilitation et maintenance*. Paris: Le Moniteur.

Cesar.LCPC V4. 2012. *Excavation d'une paroi moulée*. 2012.

LAMIA, MEDJITNA NASRI. 2008. Memoire de magister. *Les glissements de terrains en 2D et 3D; Etude Comparative entre Flac et Plaxis*. UNIVERSITE 20 AOUT 1955 DE SKIKDA, 2008.

BET BICS . (2012). *Rapport de diagnostic preliminaire du glissement de terrain RN24 au PK 226+300 et solution de traitement provisoire*. Bejaia: Source DTP.

ONM. (2012). Office nationale de la météologie.

ALI, B. (2011). *Introduction à la géotechnique TomeII*. Office des publication universitaire (OPU).

BENDADOUCHE, H., & SEFAIHI, L. (2003). Confortement par remblai de pied (pathologie de glissement de Aach El Baz). *Acte su 13éme congré regional africain de la géotechnique*. Merrakeche.

DURVILLE, J. L., & GILLE, S. (2008). Stabilité des pentes ,glissement en terrains meubles. *Technique de l'ingénieur,traité de construction ..*

HAMMADI, Y. (2011). Cartographie Géotechnique, des Risques de Glissements et d'Inondations de la ville de Bejaia. Bejaia, Algerie.

LEBOURG, M. T. (2000, novembre 7). Analyse Géologique et mécanique de glissement de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales. Bordeaux, FRANCE.

LHC-EST. Bejaia., glissement de terrain (région de Bejaia).

Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA). *Typologie des ouvrages de soutènement,presentation générale*.

DTP . 2012. *Rapport de sol LTP Est*. Bejaia , 2012.

DTR.B.C.2.33.2. 1995. *Méthode de calcul des fondations profondes*. CGS.

H.RENAUD, J.LAMIRAULT. 1989. *Précis de calcul béton armé*. Paris : Dunod, 1989.

ALI, B. (2010) ,*Conception et calcul des ouvrages gèotechniques*, EURL Pages Bleues Internationale,2010.

BIBLIOGRAPHIE

KHEMISSA. M ,2006 , *Methode d'analyse de la stabilité et technique de stabilisation des pentes*, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur , 2006 Lyon (France).

ARAB R , ZERMANI. M , TABTI. S, KHBER. N , 2007,*Traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblais renforcé par géosynthétiques dans la wilaya de Bèjaia-Algerie* , Colloque Sols et matériaux à problèmes, 2007.

DUPLAN.L et GRAVELLE.M, 1960,*Carte géologique n°26 au 1/50.000^{ème} Bougie* , 1960.