

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur
Département de Génie Civil



Thème :

**ETUDE DE STABILITÉ ET DE
CONFORTEMENT DU
GLISSEMENT DE TERRAIN CW
16 AIT IDRIS BEJAIA**

Préparé par :

**M^{lle} SELLAMI Soumaya
M^{lle} BELAMRI Samia**

Proposée et encadré par :

M^r SADAoui Omar

Soutenu devant le jury composé de :

2013/2014

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné le courage, la force et l'endurance pour pouvoir achever 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. SADAOU Omar pour nous avoir fourni une aide précieuse, sa gentillesse, et pour nous avoir dirigé et accompagné pendant cette période de travail.

Nous exprimons nos reconnaissances à toute l'équipe de la DTP de Bejaia.

On tient à témoigner notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui nous ont fait l'honneur de juger notre travail, espérons qu'ils trouveront l'expression de nos profonds respects et croire à notre sincère gratitude.

Dédicace

Au nom d'Allah, le tout Miséricordieux, je dédie ce modeste travail à :

- ✿ *Ma très chère mère mère tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études, aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.*
- ✿ *Mon père rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.*
- ✿ *Mon très chère frère Khaled, les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous.*
- ✿ *Ma sœur Lynda en témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous.*
- ✿ *Mes sœur Sabrina Nounou Sawsen Asma (bantouta)*
- ✿ *Mon neveu Krimo et ma nièce Mina.*
- ✿ *Mes beaux frere : Amirouche, Djamal et faycel.*
- ✿ *Toute ma famille.*
- ✿ *Mes amies : Kenza, Naima, souad et meriem.*
- ✿ *Ma chère binôme Samou.*

Soumaya .S

*إن الذين نحبههم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى
فالقلب سناهم والذكرى نكرهم، والقلب لن ينساهم*

Dédicace

Au nom d'Allah, le tout Miséricordieux, je dédie ce modeste travail à :

- ✿ *A mes très chers parents qui m'ont tant soutenu et encouragé dans tous les domaines et surtout pour réaliser ce mémoire*
- ✿ *Mes frères Hocine Lahcen Hamza Lotfi Yacin .*
- ✿ *mon neveu Adel.*
- ✿ *ma belle sœur : Zina.*
- ✿ *Toute ma famille.*
- ✿ *Mes amies : Souad, Kikou Lili sans oublier Bila.*
- ✿ *Ma chère binôme Maya.*

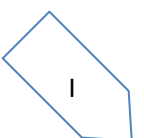
A vous... merci

Samia.B

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكاتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى
فالقلب سكتاهم والذكرى ذكراهم، والقلب لن ينساهم*

sommaire

Tables des figures.....	V
Liste des tableaux.....	VII
Introduction générale	1
Partie bibliographique	2
Chapitre I Généralités.....	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Les mouvements des terrains et les différents types	2
Chapitre II Principales causes d'un glissement de terrain	5
II.1. Introduction	5
II.2. Les facteurs Prédispositions.....	5
II.3. Facteurs préparatoires et déclenchant	6
Chapitre III Méthodologie de l'étude de glissement.....	7
III.1. Introduction	7
III.2. Reconnaissance préliminaire et études géotechniques [2]	7
III.2.1. Repérage topographique de la zone instable	7
III.2.2. Etude géologique	7
III.2.3. Hydrologie et hydrogéologie	7
III.3. Campagne d'investigation	8
III.3.1. Les sondages	8
III.3.2. Détermination des paramètres géotechniques	8
III.4. Détection et surveillance des mouvements en surface et en profondeur	9
III.4.1. En surface.....	9
III.4.2. En profondeur.....	9
Chapitre IV Méthodes de calcul de stabilité	10
IV.1. Introduction.....	10
IV.2. Détermination du facteur de sécurité.....	10
IV.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques.....	10
IV.4. Différentes méthodes de calcul	11
IV.4.1. Méthodes globales.....	11
IV.4.2. Méthodes des tranches.....	11
IV.4.2.a. Méthode détaillée de Bishop.....	13
IV.4.2.b. Méthode de Bishop simplifiée	14



IV.4.2.c. Méthode de fellinius	14
Chapitre V Procédés de confortement des glissements de terrain	18
V.1. Introduction	18
V.2. Drainage	18
V.3. Terrassement	19
V.3.1. Chargement du pied	19
V.3.2. Déchargement de la crête du talus	19
V.3.3. Substitution	19
V.3.4. Retalutage	19
V.4. Tirants d'ancrages	19
V.5. Inclusion d'éléments souples ou rigides	21
V.5.1. Le clous et micro-pieux	21
V.5.2. Pieux et barrettes	23
V.6. Les soutènements	23
V.6.1 Les ouvrages rigides	23
V.6.2 Les ouvrages souples	24
V.7. Boisement et reforestation	24
Partie pratique	26
Chapitre VI Géologie et hydrogéologie du site d'étude	26
VI.1 Introduction	26
VI.2 Reconnaissance du site	26
VI.2.1 Situation du site	26
VI.2.2 Topographie	26
VI.2.3 Géologie	26
VI.2.4 La densité, la Population et la superficie de DERGUINA	28
VI.2.5 Situation géographique	28
VI.2.6 Hydrogéologie et hydrologie du site	29
VI.2.6.1 Hydrogéologie	29
VI.2.7 Climat	30
VI.2.7.1 Pluviométrie	30
VI.2.7.2 Les températures	31
VI.3 Sismicité de la région de Bejaia	31
Chapitre VII Etude géotechnique du site	32
VII.1 Introduction	32

VII.2 Essai in situ	32
VII.2 .1 . Sondages carottés	32
VII.2.2 Essai préssiométrique.....	33
VII.3 Interprétation des essais in situ	33
VII.4 Classification sismique du site RPA/2003	34
VII.5 Conclusion	35
Chapitre VIII Evaluation du degré de stabilité du site.....	36
VIII.1 Introduction	36
VIII.2 Méthode d'analyse à surface circulaire.....	36
VIII.3 Analyse du glissement par un calcul manuel	36
VIII.4 Analyse du glissement par « PLAXIS »	37
VIII.5 Conclusion.....	38
Chapitre IX Etude de confortement du site.....	39
IX.1 Introduction.....	39
IX.2 Choix de méthode de stabilisation.....	39
IX. 3 Calcul de capacité portante.....	39
IX. 4 Calcul à la rupture	41
IX. 5 Calcul des sollicitations maximales dans le pieu	41
IX.5.1 Calcul de l'effort horizontal T₀	41
IX.5.2 Calcul de M_{max}	41
IX.6. Calcul de M_{max}	42
IX.7 Calcul du déplacement maximal	42
IX.8 Ferrailage de mur de soutènement et de la semelle filante	43
Chapitre X Modélisation numérique du problème	45
X.1 Introduction	45
X.2 Présentation du logiciel PLAXIS.....	45
X.3 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	45
X.3.1 Introduction	45
X.3.2 Comportement élasto-plastique	46
V.3.3 Modèle élastique linéaire	46
X.3.4 Modèle de Mohr- Coulomb	47
X.4 Type de comportement des matériaux	48
X.5 Etape de modélisation.....	49
X.6.Modélisation avec prise en compte du confortement.....	49

X.7 Résultats et discussions	50
X.8. Modèle avec prise en compte des charges routières.....	52
Conclusion générale	59
Références bibliographiques	61

Tables des figures

Figure 1 : Glissement plan.....	3
Figure 2 : Glissement rotationnel.	4
Figure 3 : Glissement rotationnel simple.....	4
Figure 4 : Glissement rotationnel complexe.....	4
Figure 5 : schéma général.....	12
Figure 6 : Equilibre des tranches (i) ABCD	12
Figure 7 : Découpage en tranches d'un talus	14
Figure 8 : Hypothèse de Fellenius.	15
Figure 9 : Décomposition complète.....	15
Figure 10 Cercle profond	16
Figure 11 : Eperons drainants.....	18
Figure 12 : Tranchées drainants.....	18
Figure 13 : Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs	20
Figure 14 : tirants d'ancrages	21
Figure 15 : Illustration montrant le clouage par micro pieux mixtes.	22
Figure 16 : Clouage d'un glissement de terrain.	22
Figure 17 : Renforcement d'une pente instable par pieux	23
Figure 18 : Mur en béton armé préfabriqué	24
Figure 19 : parement préfabriqué devant le massif en géotextile (service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA).	24
Figure 20 : Situation du site [Illustration par Google Map]	26
Figure 21 : Carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000.....	27
Figure 22 Photos prise sur site montrant la géomorphologie	28
Figure 23 : Situation géographique de la commune de Derguina	29
Figure 24 : Répartition du réseau hydrographique de la ville de Bejaia	30
Figure 25 : Les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaia- aéroport	31
Figure 26: Les données climatiques pour Bejaia	31
Figure 27 : Découpage de tranches de talus.....	36
Figure 28 : Modèle du versant instable.....	37
Figure 29 : Evolution du coefficient de sécurité donner par plaxis.....	38
Figure 30: Inclinaison de l'effort de clouage.	41
Figure 31 : Schémas de ferrailage obtenu avec Expert Robot	43
Figure 32 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.....	46
Figure 33 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	46
Figure 34 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	46
Figure 35 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	47
Figure 36 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	48
Figure 37 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	48
Figure 38 : Modèle avec confortement par pieux.	50
Figure 39 : déformation du maillage en éléments finis après confortement par pieux.	50
Figure 40 : Graphe indiquant la variation du moment du micro pieu.	51

Figure 41 : Graphe indiquant la variation de l'effort tranchant du micro pieu.	51
Figure 42 : Graphe indiquant la variation de l'effort normal du micro pieu.	52
Figure 43 : model conforté sollicité par le convoi BC (1er Cas).	54
Figure 44 : Déformation du maillage en éléments finis après le chargement (1er Cas).	54
Figure 45 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.	55
Figure 46: model conforté sollicité par le convoi BC (2eme Cas).	55
Figure 47 : Déformation du maillage en éléments finis après le chargement (2eme Cas).	56
Figure 48 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.	56
Figure 49 : model conforté sollicité par le convoi D140.	57
Figure 50 : Déformation du maillage en éléments finis après le chargement.	58
Figure 51: Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.	58

Liste des tableaux

Tableau 1 : les facteurs déclenchant le glissement	6
Tableau II : Caractéristiques physico-mécaniques du sol	33
Tableau III : Résultat de l'essai pressiométrique.....	34
Tableau IV: Résultats de calcul de la méthode des tranches.....	37
Tableau V : Caractéristiques des couches.....	38
Tableau VI : Facteur rhéologique α pour divers types de sols [9]	42
Tableau VII : les sections de ferrillages obtenus avec expert rebot.....	43
Tableau VIII : Detail de ferrillage	44
Tableau IX:Caractéristiques des couches de sol en comportement drainé	49
Tableau X: Paramètres utilisés pour les éléments de confortement équivalents [16].....	49

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un risque majeur pour les populations, à cause du dommage qu'ils peuvent engendrer qui peuvent toucher aux biens et provoquer dans certains cas des catastrophes.

Dans le monde malgré l'impact des mouvements de terrain, leur importance est souvent sous estimé, car leurs dommages sont inclus dans ceux des phénomènes initiateurs ou déclencheurs comme les séismes ou les inondations.

En Algérie le rapport du CNES et du MATE (2003) confirme et mentionne que près de sept risques naturels, ont été recensés et identifiés en Algérie dont les mouvements de terrain menacent et affectent plusieurs villes algériennes.

Ces mouvements de terrain ont pris une grande affluence dans l'espace urbain, portant essentiellement atteinte à l'économie, nécessitant la destruction de plusieurs constructions et le relogement de nombreuses familles.

Les volumes de sol mis en jeu sont très variables, ils dépendent de la profondeur du champ de glissement, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ainsi, l'extension des glissements de terrain peut varier du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble d'un versant.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et stabiliser un glissement de terrain situé à la wilaya de Bejaia sur CW 16 ait Idriss.

De ce fait notre travail se divise en trois parties:

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, dans cette partie en doit exposer les notions théoriques liées aux mouvements de terrain tels que les types de mouvements de terrain, les circonstances dans lesquelles en peut avoir des mouvements de terrain, puis en doit préciser notre étude sur les glissements de terrain (les caractéristiques et les causes d'un glissement de terrain), processus d'étude d'un glissement de terrain ainsi les méthodes de calcul de stabilité et les méthodes de confortement.

La deuxième partie contient l'étude et l'analyse du glissement, les données géotechniques et géométriques du projet nous permettent d'analyser ce glissement avec le logiciel Plaxis8.2, pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité.

La troisième partie contient la conception, le dimensionnement et l'étude du glissement et le choix de confortements.

Enfin notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points les plus importants de notre mémoire.

Chapitre I Généralités

I.1. Introduction

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans le monde entier ; les sols qui nous entourent peuvent paraître immuables, mais cette stabilité est illusoire. L'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel, lentement façonné, peut soudainement subir des ruptures, des déformations et d'autres phénomènes d'érosion nuisibles pour l'homme.

C'est pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

I.2. Les mouvements des terrains et les différents types

Lorsqu'on entend mouvement de terrain cette expression enduit une grande variété de phénomènes naturels, très différents les uns des autres. Ce sont tous des déplacements, sous l'effet de la pesanteur, de masses de terrains déstabilisés par des sollicitations naturelles ou artificielles [1].

On distingue deux grandes familles de mouvements de terrains :

- a) **Les mouvements lents et continus** : dans ce cas la déformation des terrains n'est pas accompagnée de rupture et aucune accélération brutale ne doit être redoutée. Leurs effets sont plus ou moins contrôlables, ils n'induisent généralement aucun risque humain mais peuvent occasionner des pertes économiques importantes.

Cette famille regroupe glissements, affaissements, tassements et phénomènes de gonflement

- b) **Les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus** : ils sont particulièrement meurtriers en raison de leur soudaineté. Il s'agit d'effondrements, de chutes de pierres et de blocs, des écroulements (ou éboulements) des coulées boueuses et laves torrentielles.

La distinction n'est pas toujours nette entre ces deux types de mouvements. Un mouvement lent et continu peut, sous certaines conditions, s'accélérer et aboutir à une rupture brutale. C'est fréquemment le cas des glissements.

Définition de ces grands types de phénomènes :

Les mouvements rapides et discontinus :

- Les effondrements : proviennent de la rupture brutale de cavités souterraines ou artificielles.
- Les chutes de pierres et de blocs : résultent de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.
- Les écroulements de pans de falaises ou d'escarpements rocheux : se font selon des plans de discontinuité préexistants comme les failles. Ils peuvent atteindre des volumes considérables et affecter des versants entiers

- Les coulées de boue : elles proviennent généralement des fronts de glissement sur des pentes instables, par afflux d'eau ou par remaniement des sols superficiels à la fonte des neiges. Leur mode de propagation est intermédiaire entre le déplacement en masse du glissement et le transport fluide ou visqueux de la lave torrentielle.
- Les laves torrentielles : correspondent au transport de matériaux en coulées fluides dans le lit de torrents de montagne en période de crue. Ce sont des phénomènes particulièrement dévastateurs, en raison de leur vitesse de déplacements et des volumes transportés, qui peuvent atteindre des centaines de milliers de mètres cubes. Ces matériaux sont entraînés sur plusieurs kilomètres.

Les mouvements lents et continus :

- Les affaissements de terrain : évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être des vides naturels par dissolution de roches solubles (calcaires, gypse...), des ouvrages souterrains exécutés sans précaution, des carrières souterraines (calcaire, craie...)
- Les tassements : sont liés à la consolidation de certains terrains très compressibles comme les vases ou les tourbes.
- Les gonflements ou les retraits : Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. Exemple : les argiles gonflantes comme la montmorillonite, la smectite, et la bentonite.
- Les glissements : correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, plus ou moins circulaire ou complexe, de sols peu cohérents. Ils se produisent fréquemment dans les marnes et les argiles. Ils peuvent n'affecter que les couches superficielles du sol ou bien, au contraire, atteindre plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ils mettent alors en jeu des volumes de terrain considérables, de l'ordre de quelques millions de mètres cubes.

Les glissements de terrain se différencient par leur vitesse et par leur forme:

- **Vitesse de glissement:** on distingue les glissements permanents des glissements spontanés
- **Forme de glissement:** on distingue deux formes principales de glissements, à savoir les mouvements rotationnels et les mouvements translationnels. Sur le terrain, ces deux phénomènes sont souvent liés.

1. Glissements plans Dans le cas des glissements plan ou translationnels, la surface de glissement est plane. Des couches ou des ensembles de couches de terrain se mettent en mouvement le long d'une couche plus faible ou d'une discontinuité lithologique ou structurale et on rencontre ce type de glissement dans les sols meubles reposant sur un substratum. Ou bien lorsque la longueur de la surface de rupture potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

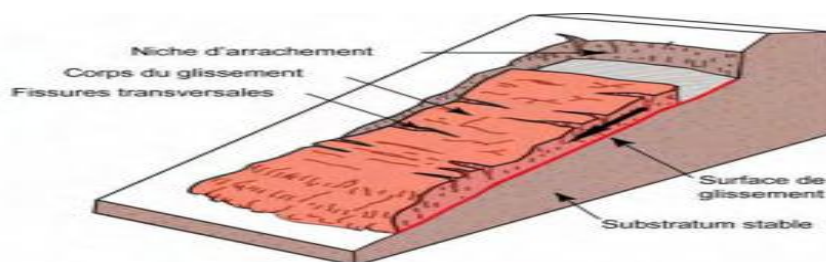


Figure 1 :Glissement plan.

2. Glissement circulaire ou rotationnel

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux.

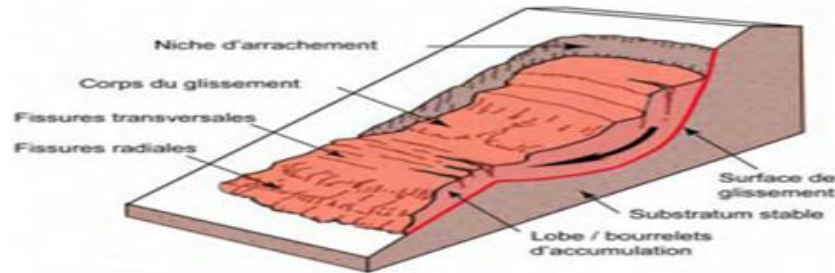


Figure 2 : Glissement rotationnel.

On spécifie deux classes de glissement rotationnel :

a) Glissement rotationnel simple

La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas.

Il comprend : un en tête des fissures de traction, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement et à la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

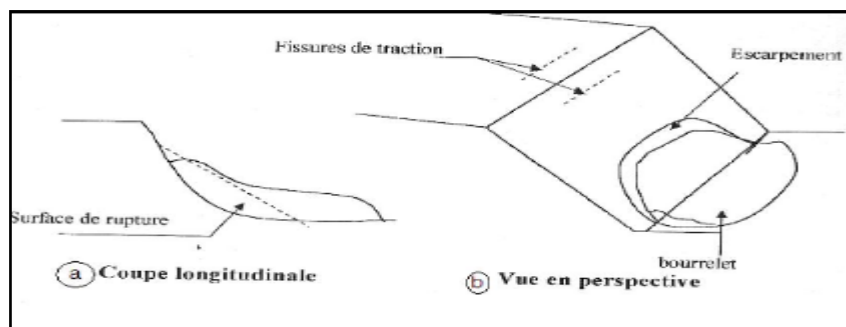


Figure 3 : Glissement rotationnel simple.

b) Glissement rotationnel complexe : Ce glissement est provoqué par le glissement précédent il est emboîté les uns dans les autres et il est dus a la suppression de la butée, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.

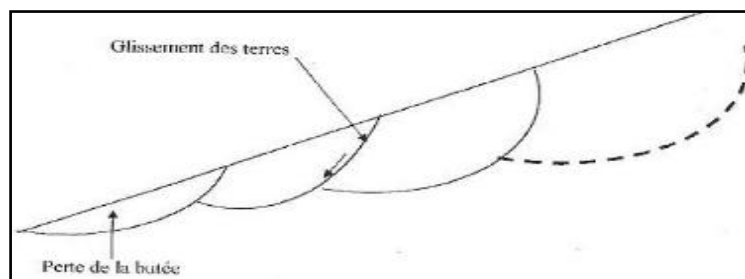


Figure 4 : Glissement rotationnel complexe.

Chapitre II Principales causes d'un glissement de terrain

II.1. Introduction

Très souvent, les glissements de terrain sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs.

Les glissements de terrain se définissent comme le mouvement lent ou rapide du matériel superficiel de l'écorce terrestre, vers le bas de la pente, dû à une augmentation de poids, perte de la consistance des matériels ou autre facteur qui génère un déséquilibre dans le versant, le matériel déplacé peut bouger de façon lente (millimètres par an), rapide et extrêmement rapide (mètres/jour) selon la topographie, le volume de la masse du sol ou de la roche, le mécanisme de rupture et l'action de l'eau, parmi d'autres facteurs. En plus, ils peuvent s'activer ou s'accélérer à cause des tremblements de terre, éruptions volcaniques, précipitations, l'augmentation du niveau des eaux souterraines, de l'érosion, le débordement des rivières et de l'activité humaine. Dans ce sens, le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées on distingue les prédispositions (facteurs passifs) et les facteurs préparatoires et déclenchant (facteurs actifs) :

II.2. Les facteurs Prédispositions

L'analyse d'une série de paramètres fondamentaux permet de définir, dans une large mesure, la probabilité d'occurrence d'un glissement ainsi que sa localisation:

Géologiques: représentent des facteurs d'instabilité permanente, la lithologie, la stratigraphie de la roche (orientation et angle d'inclinaison), les discontinuités stratigraphiques et structurelles, et l'altération des roches (altération hydrothermale et/ou météorisation).

La pente : est l'un des facteurs déterminant dans la genèse des glissements de terrain. En effet, pour qu'une rupture puisse se produire sur un versant, il faut qu'il y ait l'intervention de la gravité accompagnée d'un appel au vide. Ce phénomène ne pouvant prendre naissance sur des terrains plats, la prise en compte du degré de pente des versants et des couches est d'une importance capitale.

Hydrologie : un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau, celle-ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant.

Les mouvements de masse se produisent avant tout lorsqu'un important volume d'eau pénètre dans le sol sur une période prolongée. En montagne, cela n'arrive que lorsque les températures se situent au-dessus de zéro degré puisque, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace.

La végétation : la végétation a un rôle non négligeable car elle intervient d'une part au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et d'autre part au niveau de la cohésion et de la fixation du sol (racines). En outre, la végétation diminue l'érosion du sol. Néanmoins, lorsque le couvert végétal est très dense, le poids est plus important, ce qui augmente les forces motrices

Le contexte climatique : soit la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelles, la possible accumulation de neige, la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

Activités humaines: celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples:

Construction d'infrastructures ou de bâtiments: augmente le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de gravité. La stabilité peut également être fortement réduite si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).

Arrosage et irrigation: modifie la teneur en eau du sol.

Défrichement: entraîne le dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.

- Ecoulements d'eau: les conditions d'écoulement dans une pente peuvent être modifiées notamment par le compactage ou l'imperméabilisation du sol. Les canalisations présentes dans le terrain peuvent aussi constituer des chemins d'écoulement préférentiel avec concentration locale des eaux.
- Pentes artificielles: les conditions de stabilité peuvent être fortement altérées si la structure interne d'une pente est modifiée. Les pentes artificielles présentent souvent des caractéristiques moins favorables du point de vue de leur stabilité que les pentes naturelles (compactage, cohésion, drainage des eaux, etc.).

II.3. Facteurs préparatoires et déclenchant

Ce sont ceux qui provoquent l'instabilité sur le versant, une petite cause peut être suffisante pour provoquer l'instabilité. Ces facteurs peuvent être:

- **Les précipitations** : Les précipitations jouent un rôle important dans le développement des mouvements de terrain, lorsqu'une quantité importante d'eau s'infiltré dans le sol, la force de cohésion et la force de frottement peuvent diminuer en raison de la poussée verticale, ce qui peut entraîner un glissement de terrain. Lorsque, en plus de cela, la quantité d'eau qui pénètre dans la pente est supérieure à la quantité d'eau qui s'en écoule, une pression interstitielle se forme. Cette pression peut déclencher un glissement de terrain subit.
- **La sismicité/vibrations** : dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.
- **Anthropiques**: la déforestation, les feux et incendies forestiers, les coupures de talus pour construction de routes ou autre infrastructure, les installations humaines sur les versants, l'activité minière, l'utilisation inadéquate du sol, et autres.
- **Le climat (causes thermique)** : alternance de phases de gel/dégel (massage thermique et cryoclastie) ; Dégradation du pergélisol, (ciment) des montagnes avec le réchauffement global.
- **Rôle de l'eau** : Lorsque l'eau s'infiltré dans le sol, elle prend la place qu'occupait l'air dans les interstices, les fissures et les cavités. L'eau étant plus lourde que l'air, le terrain peut se retrouver surchargée, ce qui joue en faveur de la gravité au détriment de la force de cohésion.

L'origine du déclenchement d'une instabilité gravitaire est rarement unique, mais est la conséquence d'une combinaison des prédispositions défavorables et de facteurs déclenchant.

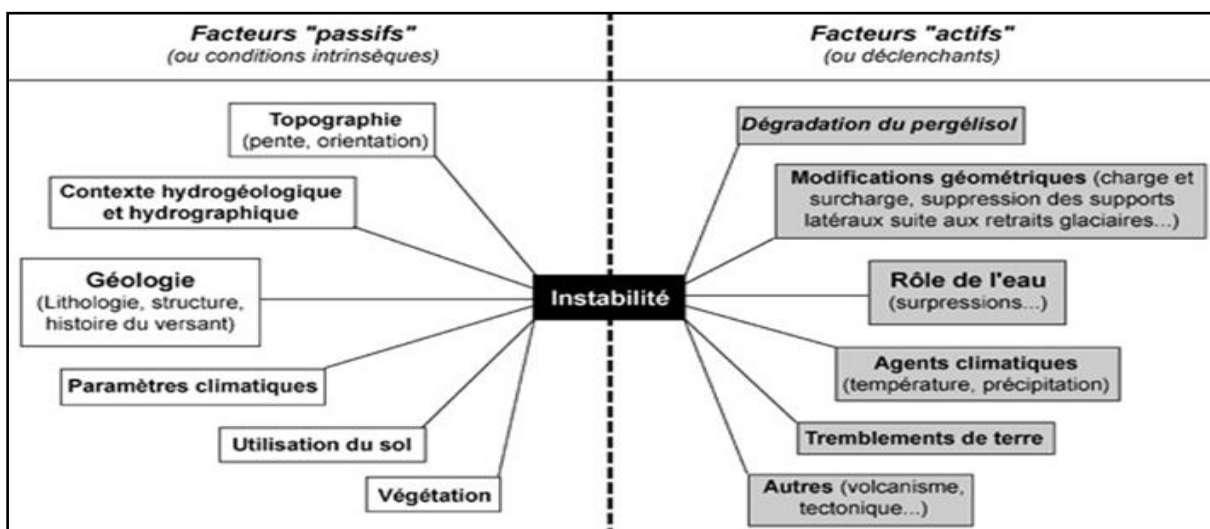


Tableau 1 : les facteurs déclenchant le glissement

Chapitre III Méthodologie de l'étude de glissement

III.1. Introduction

Les différentes étapes qui permettant de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent la première phase de l'étude d'un glissement; c'est la phase de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques.

En ce qui concerne la deuxième phase qui est l'analyse de stabilité, cette phase permet d'expliquer les glissements ou de quantifier un degré de stabilité. La dernière phase de l'étude consiste alors à définir le principe d'un confortement et d'analyser et suivre son efficacité sur le terrain.

III.2. Reconnaissance préliminaire et études géotechniques [2]

Les moyens de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques doivent être adaptés au site considéré et à l'étendue de la zone étudiée, il est conseillé une mise en place progressive des moyens afin que les informations recueillies à chaque étape servent à l'étape suivante quand les circonstances les permettent.

III.2.1. Repérage topographique de la zone instable

Souvent, les cartes topographiques à petite échelle sont approximatives pour repérer un accident localisé. Il en est de même des plans cadastraux sans côtes altimétriques. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/500, 1/1000) du secteur dans lequel se situe la zone instable, d'en tirer un plan en courbes de niveau, et des profils jalonnés.

Il est toujours prudent lorsqu'on entreprend des travaux importants (notamment des terrassements) sur un versant en principe stable, de mettre préalablement en place des repères géométriques, et d'en faire des levés réguliers en cours des travaux. On peut ainsi détecter une amorce de mouvement et donc intervenir à temps pour limiter son développement.

III.2.2. Etude géologique

Toute étude de stabilité doit nécessairement comporter une étude géologique de détail afin de préciser la nature des formations intéressées par le mouvement, leur épaisseur, leur pendage, la nature et l'épaisseur des terrains de couverture masquant les formations en place et pour cela on réalise une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente. il importe en particulier de mettre en évidence :

- a) La nature et la géométrie des formations : on recherche spécialement la nature du matériau d'altération s'il existe, la présence d'intercalations perméables, l'existence de failles de zones broyées par des accidents tectoniques, des fissures ou microfissures.
- b) La forme géométrique du substratum: Nous donne des indications sur l'éventualité d'une alimentation hydraulique par tout ou partie du substratum, et nous fournit une carte du toit du substratum ce qui permet de déceler la direction dans laquelle les matériaux sont appelés à se déplacer.
- c) La présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières et notamment de couches plastiques ou très anisotropes, de surfaces de glissement préexistences ou de fragilités particuliers. Cette étude géologique est à compléter obligatoirement par une étude hydrologique et hydrogéologique.

III.2.3. Hydrologie et hydrogéologie

Elles représentent, compte tenu du rôle déterminant joué par l'eau, le complément indispensable de l'étude géologique. On peut proposer dans ce domaine, d'examiner les trois points suivants :

- a. Pluviométrie de la région: On peut repérer les concentrations anormales, voire exceptionnelles, qui peuvent coïncider avec le déclenchement ou la reprise des glissements étudiés.

- b. Hydrologie de surface : Il s'agit d'estimer l'importance relative de l'infiltration et du ruissellement et de définir les conditions d'écoulement des eaux sauvages, et de repérer les zones d'écoulement préférentiel et les zones d'infiltration des eaux de surface dans la masse de terrain : zones à fortes perméabilité, fissures ouvertes etc....
- a. Hydrologie du site: L'étude hydrogéologique définit la position des nappes et la nature des formations aquifères à partir des données géologiques, et des relevés piezométriques.

III.3. Compagne d'investigation

Sa raison d'être est :

- de fournir une définition géologique précise du site étudié.
- de mesurer les diverses formations rencontrées ainsi que leur pendage.
- De définir la forme géométrique de la masse en mouvement, et donc la position de la surface de glissement.
- De mesurer les caractéristiques mécaniques des divers terrains concernées.
- De repérer le niveau piezométrique des formations aquifères.

III.3.1. Les sondages

Les sondages sont la partie la plus élevée d'une reconnaissance. Leur implantation doit souvent tenir compte des possibilités d'accès du matériel de forage dans les zones instables. Quelques uns seront implantés à la périphérie du glissement, dans la zone en principe stable, pour permettre l'étalonnage géologique du site.

Il est avantageux, dès qu'on possède une idée de la géométrie du glissement, de l'épaisseur et des caractéristiques de la masse glissée, de limiter le carottage intact qui est onéreux, à la zone qui encadre la surface de rupture.

On réalise par ailleurs des sondages destructifs de plus petit diamètre (5 à 7 cm) dont l'interprétation est rendue possible grâce aux sondages carottés déjà réalisés qui ont fourni les repères lithologiques nécessaires.

Les sondages sont le plus souvent réalisés verticalement. Il est aussi utile et même économique, de réaliser des sondages inclinés, notamment dans la partie haute du glissement. Les sondages horizontaux présentent en outre l'avantage de permettre la mise en place d'un tubage crépiné drainant.

III.3.2. Détermination des paramètres 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. On réalise pour cela :

- a) Les essais en laboratoire:

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit :

- Le poids spécifique
- La teneur en eau
- Les limites d'Atterberg
- La granulométrie
- La résistance au cisaillement (ϕ et c)
- Analyse chimique

- b) Les essais in situ:

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in situ sont particulièrement adaptés. Ils sont relativement pas onéreux et d'exécution rapide.

Parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse instable, de blocs durs repartis de façon anarchique qui stoppent l'avancement des outils. Parmi ces essais, on cite Pénétrömètre statique, pénétrömètre dynamique, pressiomètre et scissomètre...

III.4. Détection et surveillance des mouvements en surface et en profondeur

La détection des déplacements aide à connaître l'entendue de la zone en mouvement en surface et en profondeur et donc elle permet d'effectuer l'analyse de stabilité sur des volumes exactes.

III.4.1. En surface

La mesure des rotations de surface par nivelle micrométrique qui permet de déceler la présence ou l'absence de mouvement avec une précision de 4.10^{-4} rd et un coût très faible.

La topométrie permet de déceler les déplacements en plan de l'ordre de quelques centimètres si l'on fait de bonnes mesures.

Quand les pentes sont importantes, le niveau de précision permet de détecter des dénivelées de quelques millimètres.

III.4.2. En profondeur

Le meilleur moyen de détecter la profondeur de la ligne rupture consiste à sceller un tube déformable dans un forage et à en suivre les déformations au cours du temps. Ceci se fait grâce à une sonde inclinométrique qui permet de mesurer les variations angulaires du tube à toute profondeur.

Les méthodes de mesures et de dépouillement permettent de déceler des déplacements de l'ordre du millimètre à 10 m de profondeur, à condition de disposer d'un tube suffisamment long et ancré dans le substratum.

Chapitre IV Méthodes de calcul de stabilité

IV.1. Introduction

En règle générale, les mécanismes de rupture sont schématisés par le glissement d'un bloc sur une surface de rupture cylindrique plane ou circulaire et les méthodes de calcul reposent sur des hypothèses simplistes. Cependant une longue expérience a été acquise tant dans les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

IV.2. Détermination du facteur de sécurité

Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F_s . C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

$$F_s = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrice}}$$

Ce rapport peut avoir l'une des valeurs suivantes :

- $F_s = 1$: les terrains sont en équilibre critique ;
- $F_s > 1$: les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement) ;
- $F_s < 1$: les terrains sont instables (il y a un glissement).

Dans la réalité, et l'expérience dans le domaine de stabilité des pentes le montre :

- Si $F_s > 1,5$: le talus est stable ;
- Si $F_s < 1$: il y a un glissement ;
- $1 \leq F_s \leq 1,5$: le risque est réel, surtout si F_s se rapproche de 1.

F_s est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître. Karal [3], Donald et Chen [4] ont admis l'équation $F_s = \frac{C}{C_m}$ (C la cohésion et C_m la cohésion mobilisée) comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité.

IV.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques

La modélisation du versant, préalable à tout calcul de stabilité, résulte des reconnaissances et études réalisées lors de la première phase à savoir la phase préliminaire et étude géotechnique.

La démarche de la modélisation sera la suivante :

- Tracé de profils caractéristiques, notamment dans l'axe et la direction du glissement, à partir des données de la topographie de surface, de la stratigraphie du terrain et de la connaissance de la profondeur de la surface de glissement.
- Détermination de couches du calcul : chacune des couches définies à partir de la connaissance générale du site et des résultats des essais mécaniques des sols. On y définit notamment les valeurs des paramètres nécessaires au calcul à savoir :
 - γ : poids spécifique.
 - C : cohésion.
 - Φ : angle de frottement.
- Détermination du régime hydraulique

IV.4. Différentes méthodes de calcul

Les méthodes se différencient essentiellement par le choix de la surface de rupture, la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface, la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre.

IV.4.1. Méthodes globales

Elles consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considérée comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué.

Le calcul est effectué en admettant que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de se produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- d'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , φ et par la pression U de l'aquifère ;
- d'un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients.

IV.4.2. Méthodes des tranches

La méthode consiste à diviser la masse comprise entre la ligne de glissement et la surface libre du sol en tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche pour la détermination de la composante normale σ de la contrainte agissant sur une facette du cercle du glissement.

On peut citer deux méthodes :

- méthode suédoise du cercle (Fellenius)
- méthode de Bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicable seulement aux surfaces de rupture circulaires.

Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour l'autre forme de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.

Le mode de division et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires ; leur choix tient toutefois compte des données géométrique, géologique et géotechnique du site (nature des terrains, présence des nappes, position des ouvrages construites ...etc.).

Hypothèse

- milieu homogène ou non
- circulation ou non d'eau

Principe

- cercle de rupture
- décomposition de la zone de massif comprise entre la surface libre et le cercle de glissement, en tranches verticales.

On définit le coefficient de sécurité f , par la résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire : $F = [c' + (\sigma - u) \operatorname{tg}\varphi' / \tau]$

Prenons une tranche et examinons le bilan des forces qui s'exerce surelle

➤ **Equilibre d'une tranche :**

Considérons la tranche ABCD supposée en équilibre limite. Elle est soumise aux forces suivantes :

- Le poids \vec{W}_i de la tranche : $w_i = \gamma h_i l_i \cdot \cos \alpha$;
- Les forces extérieures \vec{P} apportée par des ouvrages agissent sur la section CD du profil (remblais, murs de soutènement, ... etc) ;
- La résistance au cisaillement \vec{R}_i , calculée en contraintes effectives, disponible le long de l'arc AB de longueur l_i ; cette résistance se décompose en une composante normale \vec{N}_i et en une composante tangentielle \vec{T}_i ;
- La sous pression \vec{U}_i issue de l'action de la pression interstitielle U agissant sur l'arc AB.

Le long de l'arc AB on suppose connues et constant les valeurs de C et Φ , ce qui permet de définir \vec{N}_i et \vec{T}_i par application de la loi de coulomb :

$$N_i = (\sigma - u) \cdot l_i$$

$$T_i = c \cdot l_i + (\sigma - u) \cdot l_i \cdot \text{tg} \phi$$

L'introduction du coefficient de sécurité (F) dans le calcul se fait, selon la définition de Fellenius, en remplaçant C et $\text{tg} \Phi$ par C/F et $\text{tg} \Phi/F$.

Ainsi, on peut considérer que les forces qui viennent d'être calculées sont connues, reste à examiner l'action des forces appliquées sur les deux faces latérales verticales de la tranche considérée par le terrain qui l'encadre.

- sur BC le terrain amont exerce une force \vec{F}_i de composantes (X_i, Z_i) .

- sur AD le terrain aval exerce une force \vec{F}_{i+1} de composantes (X_{i+1}, Z_{i+1}) .

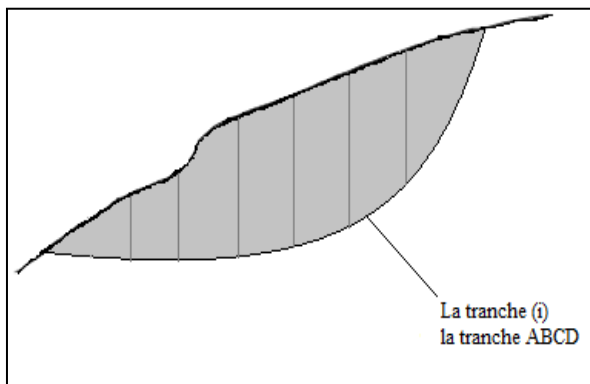


Figure 5 : schéma général

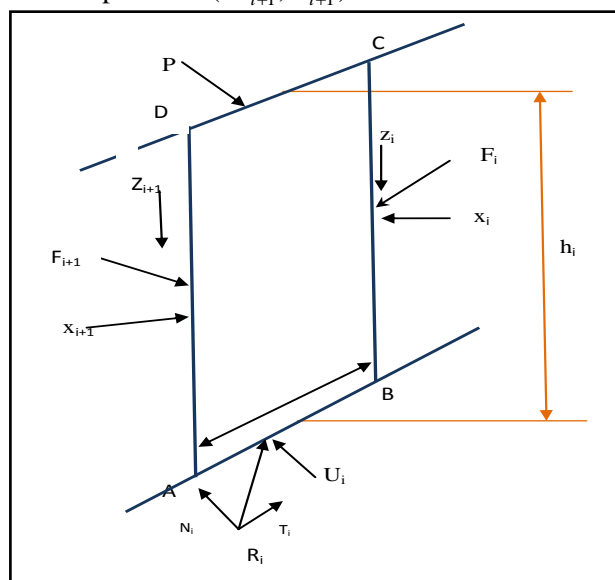


Figure 6 : Equilibre des tranches (i) ABCD

La difficulté essentielle dans la méthode des tranches réside dans l'appréciation des forces \vec{F}_i et \vec{F}_{i+1} , la stricte observation de la réalité conduit à admettre que la force amont et la force aval sont différentes ; il en résulte :

- Une composante horizontale $X_i - X_{i+1}$ désignée par ΔX , qui n'est pas nulle ;
- Une composante verticale $Z_i - Z_{i+1}$ désignée par ΔZ , qui n'est pas nulle ;
- Un couple qui tend à faire tourner la tranche sur elle-même.

L'écriture de l'équilibre de la tranche considérée, par rapport aux deux axes (OX, OZ) conduit, sous sa forme, à quatre équations différentielles auxquelles s'ajoute l'équation de coulomb, hors ce système de Cinq équations contient quatre fonctions inconnues, le coefficient (F) étant, également inconnu.

La solution ne peut donc être acquise que par le choix d'une hypothèse complémentaire, c'est elle qui sert de base et différencie les divers modes de calcul qui ont été proposées à partir du schéma générale décrit ci-dessus.

Selon les auteurs, cette hypothèse porte :

- Soit sur les forces latérales \vec{F}_i et \vec{F}_{i+1} ;
- Soit sur la ligne d'action $e(x,z)$ de ces forces ;
- Soit sur la répartition de la contrainte normale σ sur l'arc A.

IV.4.2.a. Méthode détaillée de Bishop

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons 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 :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W \sin \alpha} \sum_1^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - Ub] \tan \Phi' + C'b}{\sin \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \Phi'}{F_s}}$$

- U : pression interstitielle agissant sur l'arc (ab)
- C' : cohésion effective ;
- Φ' : angle de frottement interne effective ;

Pour déterminer F_s , il faut :

1. procéder par itérations successives car F_s figure aux deux membres de l'équation.
2. Définir $(V_n - V_{n+1})$, pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, 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 (c'est-à-dire proportionnelles au poids des terres).

Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement. Il sera alors possible de définir $(V_n - V_{n+1})$, toutefois ce calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur

IV.4.2.b. Méthode de Bishop simplifiée

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que $(V_n - V_{n+1}) = 0$ quelque soit la tranche considérée

L'équation précédente devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W \sin \alpha} \sum_1^n \frac{[W - Ub] \tan \phi' + C'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}}$$

Dans ce cas tous les termes sont connus et F_s est calculé par itération successive.

On prend pour première valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

IV.4.2.c. Méthode de fellinius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches.

Soit un cercle quelconque de centre o et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (comprise dans l'arc AMN) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux:

- Il convient de réaliser de tel façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points c et d sur la figure) correspondent à une limite entre deux tranches ;
- L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranche pour obtenir une précision satisfaisante.

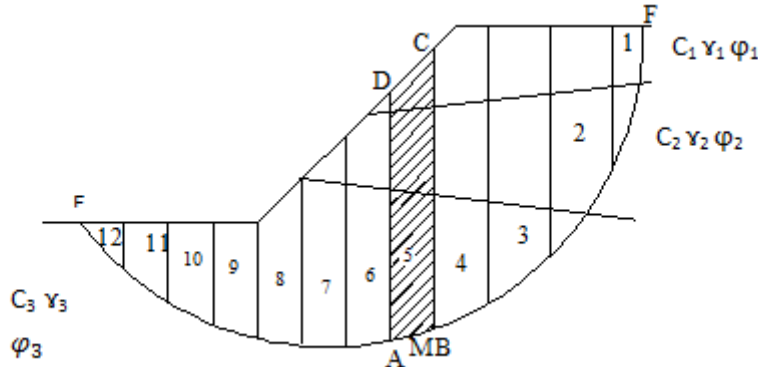


Figure 7 : Découpage en tranches d'un talus

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche (ABCD) affecté de l'indice n (sur la figure n varie de 1 à 12).

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Son poids W .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB.
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1} . Il s'agit de forces internes au massif étudié.

Définissons par rapport au centre O :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W et des surcharges éventuelles, qui tend à provoquer le glissement.
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'occupant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments des forces R_n, H_n, H_{n+1}, V_n et V_{n+1} .

La surface de la rupture étant limitée par les points E et F , le coefficient de sécurité global F_s est défini par l'équation suivante :
$$F_s = \sum_{EF} \left(\frac{\text{moments résistants maximaux}}{\text{moment moteur}} \right)$$

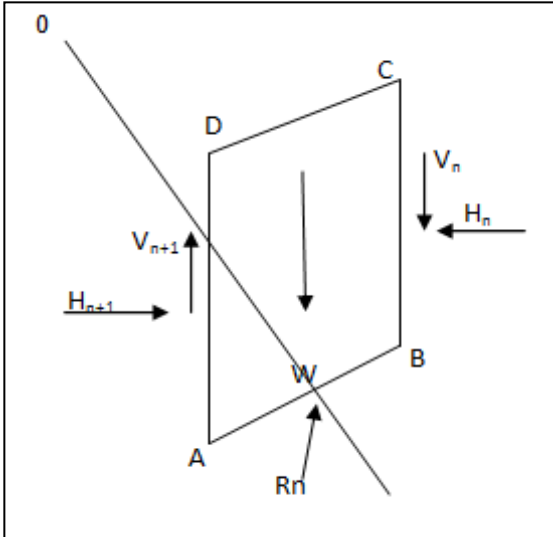


Figure 9 : Décomposition complète

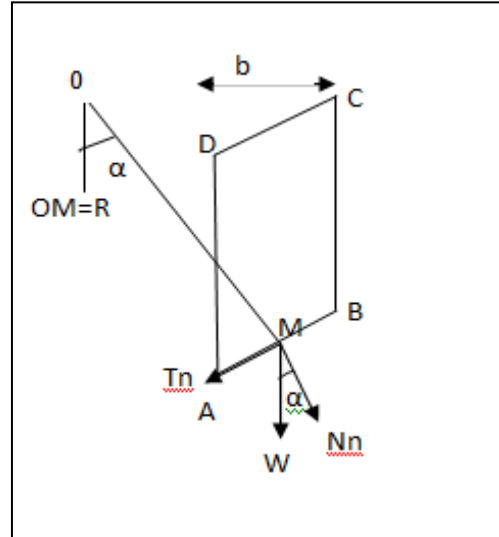


Figure 8 : Hypothèse de Fellenius.

Considérons la somme des moments pour tout l'arc (AB), on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche (n-1), le moment des forces $-V_n$ et $-H_n$ s'oppose à celui de V_n et H_n , pour la tranche (n+1), le moment des forces $-V_{n+1}$ et $-H_{n+1}$ s'oppose à celui de V_{n+1} et H_{n+1} .

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agit sur l'arc (ab) était le poids W , à l'exception des forces internes. Dans ce cas :

$$W = -R_n$$

Décomposent le poids W en une force normale à ab , soit N , et une force tangentielle à ab , soit T .

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut pendre la composante tangentielle de R_n , d'après la loi de Coulomb, celle-ci s'écrit :

$$(R_n)_t = C_i ab + N \text{tg} \Phi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_1^n = R(C_i ab + N \text{tg} \Phi_i)$$

n : nombre total des tranches ;

C_i et Φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc ab . D'autre part, le moment moteur est du à T et égal à $(T.R)$, d'où :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (C_i ab + N \tan \phi_i)}{\sum_1^n T} \dots\dots (1)$$

Remarques

Si le sol est homogène, $c=Cte$ et $\phi=Cte$ la formule(1) devient(2) : L étant la longueur développée de la surface de rupture. $F_s = \frac{c.L + \tan \phi \sum N_n}{\sum T_n} \dots\dots\dots (2)$

1. lorsque les cercles sont profonds, c'est-à-dire lorsque la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le coté aval le massif du sol situé coté aval a un effet stabilisateur. En effet, les composantes tangentielles T du poids W de la tranche sont orientées en sens inverse des moments moteurs. Dans les formules (1) et (2), T devra être compté algébriquement de façon positive pour les tranches qui sont actives et négative pour les tranches passives.

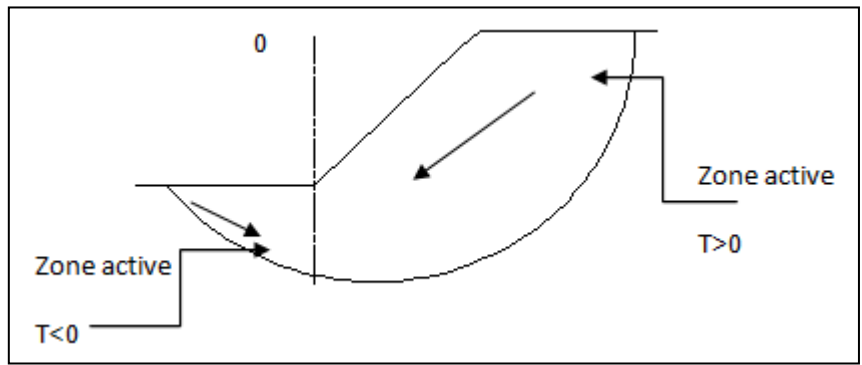


Figure 10 Cercle profond

2. affectons les caractéristiques mécaniques c_i et $\tan \phi_i$ de chaque couche du coefficient de sécurité minimal recherché F_{sa} :

$$c_i^* = \frac{c_i}{F_{sa}} \quad \tan \phi_i^* = \frac{\tan \phi_i}{F_{sa}}$$

La condition de stabilité du talus pour tous les cercles de rupture possible, déduite de la formule(1), devient alors :

$$\frac{\sum_{n=1}^{n=m} c_i . AB + N_n . \tan \phi_i}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} > 1$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques.

3. Avec les notations définies sur la figure 6, la formule peut s'écrire :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \frac{b}{\cos \alpha} + W \cos \alpha \tan \phi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha}$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- b , la largeur des tranches.
- α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W .

Cette dernière formule est très pratique pour l'élaboration de programmes de calcul.

IV.4.3. Méthode des perturbations

Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou du moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire ni plane, on parle de rupture quelconque. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et le long de la surface de rupture.

Le coefficient de sécurité peut être calculé par la méthode des tranches mais il n'est plus possible de négliger l'action des forces internes agissant sur un plan vertical, de plus, pour la méthode de Bishop détaillée, le nombre d'équations obtenu par l'application des lois de la statique est insuffisant pour résoudre le problème. Il faut donc faire une hypothèse supplémentaire. Différentes méthodes basées sur ce principe ont été proposées. Ces méthodes reposent sur des calculs écrasants nécessitant des iterations.

IV.4.4. Cas particulier (glissement plan) Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. La surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

Chapitre V Procédés de confortement des glissements de terrain

V.1. Introduction

L'étude du confortement constitue la phase finale et certainement la plus importante puisqu'elle conditionne la réalisation des travaux et donc le coût de l'opération. La solution finale doit également tenir compte du fait qu'il est souhaitable de se fixer une règle de progressivité dans l'application des moyens en allant notamment des solutions les plus simples (terrassement, drainage) vers les solutions les plus sophistiquées (ancrages- structure rigides).

V.2. Drainage

C'est avec l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. Il présente l'avantage d'être toujours dans le sens de l'efficacité, puisque toute quantité d'eau drainée améliore la stabilité.

Le drainage d'un massif instable peut être réalisé de plusieurs façons :

- Par drainage superficiel pour réduire les infiltrations et l'érosion en réalisant des fossés, des descentes d'eau, caniveaux, etc.
 - Par drainage profond pour rabattre la nappe en mettant en place des galeries, des tranchées, des éperons drainants, des drains subhorizontaux ou drains verticaux, puits et galeries drainantes.
- ☒ Les éperons drainants (figure) peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible (<5m). Ils sont réalisés perpendiculairement au talus et remplis d'un matériau drainant. Leur efficacité est d'autant plus importante qu'ils sont profonds et peu éloignés les uns des autres (leur espacement doit être inférieur ou égal à leur hauteur H). leur principal avantage est que leur réalisation ne met pas en cause la stabilité du talus traité.

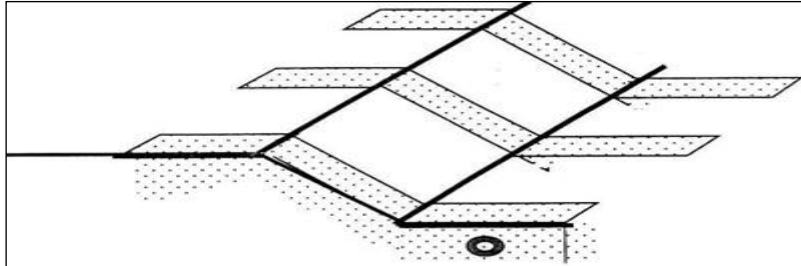


Figure 11 : Eperons drainants

- ☒ Les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteurs (>10 m) en réalisant un nombre quelconque en parallèle. Leurs principaux inconvénients résident dans le fait que leur profondeur est limitée par la stabilité de leurs parois et que leur pérennité dépend de la quantité du matériau drainant.

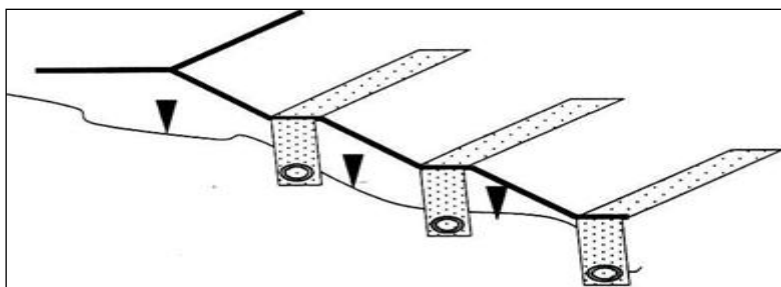


Figure 12 : Tranchées drainantes

▣ Les drains subhorizontaux sont envisageables lorsque on est en présence d'une nappe piégée dans un terrain imperméable (niveaux sablo-gréseux dans des argiles ou des marnes par exemple). Ce sont des tubes en PVC, crépines, d'un diamètre de 50 à 80 mm mis en place dans des forages subhorizontaux. Leurs longueurs peuvent atteindre 50, 80 ou 100 m. dans le cas des grands glissements de terrain, ils sont quelquefois associés à une galerie drainante qui joue le rôle d'un drain principal à partir duquel partent les faisceaux de drains. Du fait du risque de colmatage, ces drains nécessitent une surveillance régulière pour assurer leur bon fonctionnement.

V.3. Terrassement

V.3.1. Chargement du pied

Un des moyens les plus simples pour stabiliser un glissement de terrain est de buter le talus par un massif de volume suffisant pour contrebalancer les efforts moteurs. On réalise ainsi des butées ou des banquettes, suivant le cas.

V.3.2. Déchargement de la crête du talus

Cette solution intervient généralement avant le commencement des travaux. Le fait de décharger la crête du talus entraîne une réduction des poussées, donc amélioration de la stabilité ; c'est pourquoi il est nécessaire de commencer les travaux de terrassement par l'amont.

V.3.3. Substitution

Cette solution consiste à éliminer toute la masse glissée en la remplaçant par un bon matériau. La purge est évidemment un traitement très radical qui nécessite toutefois de prendre quelques précautions :

- ▣ Etre bien certain du volume concerné par le glissement
- ▣ Purge plus profondément que la surface de glissement sous peine de réaliser un confortement sans aucune efficacité.
- ▣ Assurer un bon accrochage au contact massif sol en place et un bon drainage du massif de substratum.
- ▣ S'assurer que les travaux ne présentent pas de phase dangereuse et que l'on ne risque pas de provoquer d'autre mouvement plus en amont.

V.3.4. Retalutage

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain naturel dans la définition des efforts moteurs. On peut assez simplement augmenter la sécurité en réalisant un talutage de façon à adoucir les pentes.

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 risbermes 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.

V.4. 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.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles. L'espacement entre tirants d'une même nappe est fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant.

On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée, auquel cas il y aurait plastification (déformation) du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain. Cette technique n'est pas recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé, le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante :

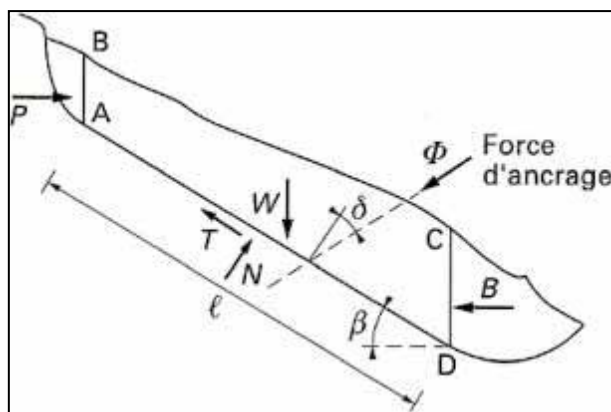


Figure 13 : Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c'l + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur } a}{\text{dénominateur } b}$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage ϕ , le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \phi \sin \delta}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort ϕ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'}$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi

régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

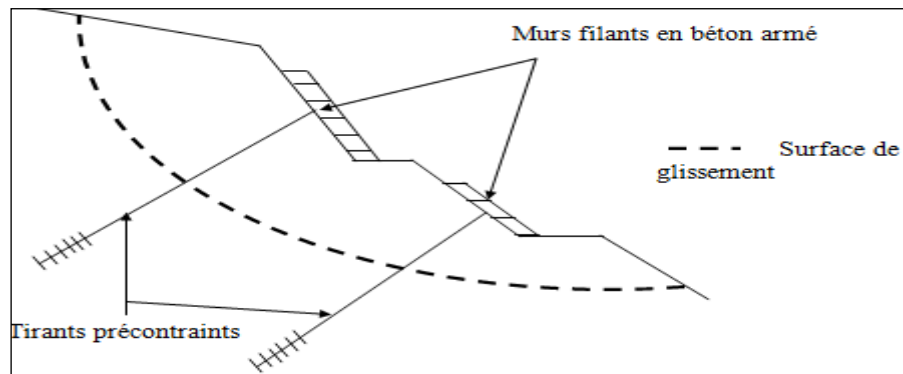


Figure 14 : tirants d'ancrages

V.5. 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 (futs de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

V.5.1. Le clou 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. Les clous ont donc des effets progressifs 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.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement ;
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou);
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous;

- dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de **1,5** sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de **1,5**.



Figure 15 : Illustration montrant le clouage par micro pieux mixtes.

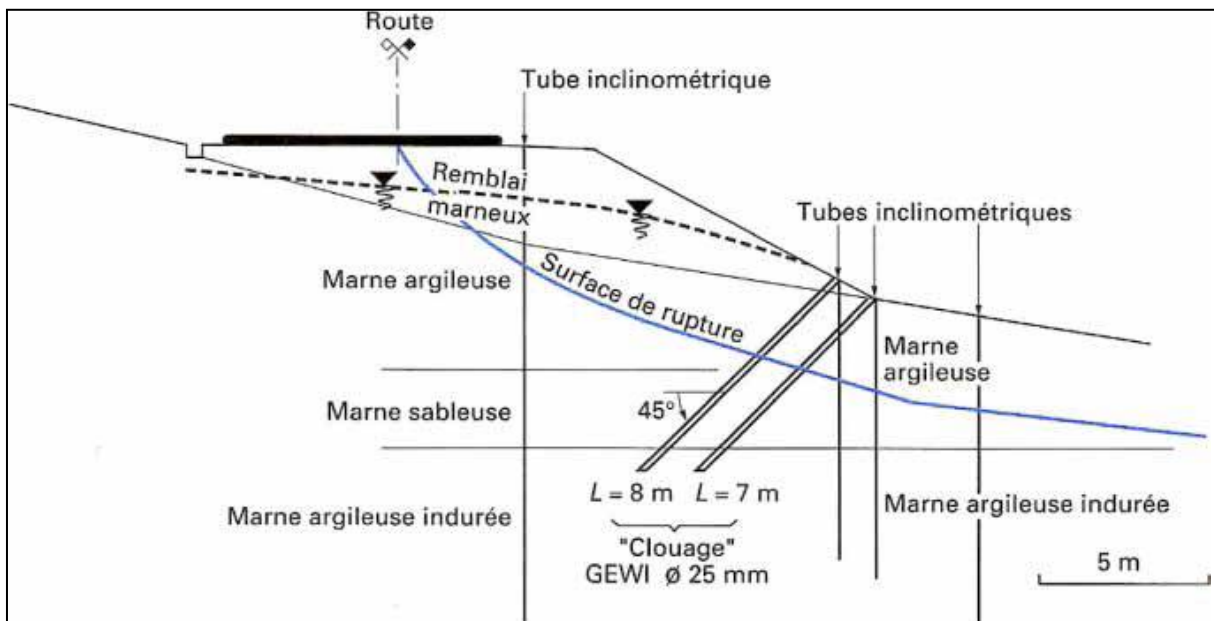


Figure 16 : Clouage d'un glissement de terrain.

V.5.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que par clouage. 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.

On prend un coefficient de sécurité de **1,5** sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $p_l / 2$

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

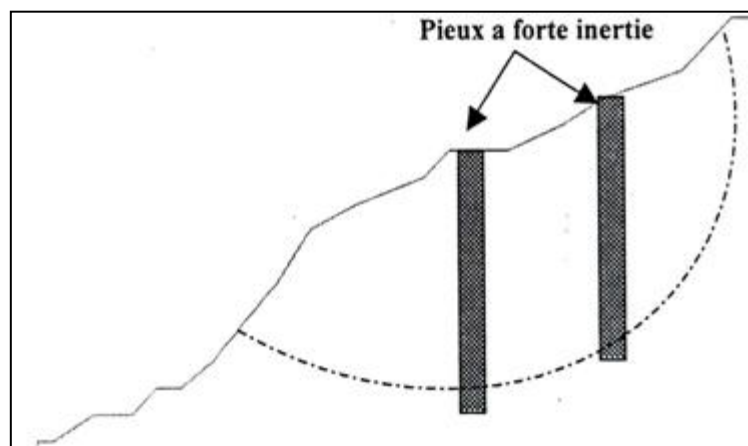


Figure 17 : Renforcement d'une pente instable par pieux

V.6. Les soutènements

V.6.1 Les ouvrages rigides

Les ouvrages rigides ne sont pas 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).



Figure 18 : Mur en béton armé préfabriqué

V.6.2 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 métallique, par nappes de géotextiles, par grilles métallique ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massif poids, on les dimensionne en deux phases :

- Vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre a chacune des techniques.
- 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 19 : parement préfabriqué devant le massif en géotextile (service d'étude technique des routes et autoroutes(SETRA)).

V.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 entrainerait plutôt une stabilisation. Cela serait du 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 glissement 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.

Chapitre VI Géologie et hydrogéologie du site d'étude

VI.1 Introduction

KHERRATA est une commune de Kabylie en Algérie, située dans la wilaya de Bejaïa à environ 60 km du chef lieu, dans la zone sismique des rebords de la grande faille dite « sub-tellienne » , une faille profonde affleurant des discontinuité , dont la géographie a l'œil nue démontre un contraste entre au nord des formations jurassiennes avec au relief très accentué , et au sud un relief plissé étendu sous forme de mamelon , la composition stratigraphique et pédologique calcaire a la base reposant sur des couches argileuse ce qui rend non seulement la sismicité un facteur majeur , mais aussi des glissement de terrains actifs , tel le glissement de terrain de Tamaleht , ou un éboulement actif fait face depuis plus de deux décennies , et les formation de loupes de solifluxions tout au long des versants ; Dans notre travail on s'intéresse au glissement qui a survécu sur la CW 16 PK 2+300 Ait Idris.

VI.2 Reconnaissance du site

VI.2.1 Situation du site

La zone de glissement a affecté un tronçon du chemin de wilaya CW16 au lieu dit « ichhen », a Ait Idris daïra de Darguina



Figure 20 : Situation du site [Illustration par Google Map]

VI.2.2 Topographie

La région d'Ait Idriss est montagneuse : les pentes sont fortes, les sources les plus importantes de la région se trouvent a la base de Lias, au contact du Trias ; L'infiltration de ces eaux dans la formations d'âge crétacé, donnent une série de sources secondaire qui alimentent les villages disséminés le long des vallées.

Le tronçon du chemin de wilaya CW16 affecté par le glissement, traverse une formation d'éboulis constituée, de blocs marneux enveloppés dans une matrice argileuse sur 9 m d'épaisseur.

VI.2.3 Géologie

a) Géologie régionale

Selon Duplan (1960) et Hassissen (1989), la géologie de Bejaia est caractérisée par les formations géologiques suivantes :

- **Quaternaire** : alluvions récents et alluvions anciens.
- **Miocène et pliocène** : brèche, argile, calcaire et grès en bordure et au sein de la vallée.
- **Crétacé supérieur** : marno-schisteux se terminant par des faciès à tendance flysch sur l'axe Aghbalou-Gouraya.
- **Albo-aptien** (flysch typiques) : alternances de grès et quartzites avec schistes verts et noirs très argileux au nord de la basse Soummam.
- **Néocomien** : Schistes, marnes schisteuses et calcaires au niveau des Djebel Gouraya, Aghbalou et Timezrit.
- **Jurassique supérieur** : Calcaire et marno-calcaires dans le djebel Gouraya-Aghbalou et schistes et calcaire dans le massif de Timezrit.
- **Jurassique inférieur** : Marnes, marno-calcaire, calcaire et dolomies formant l'anticlinal Gouraya-Aghbalou, calcaire dans le massif de Timezrit.
- **Trias** : argiles versicolores et gypses.

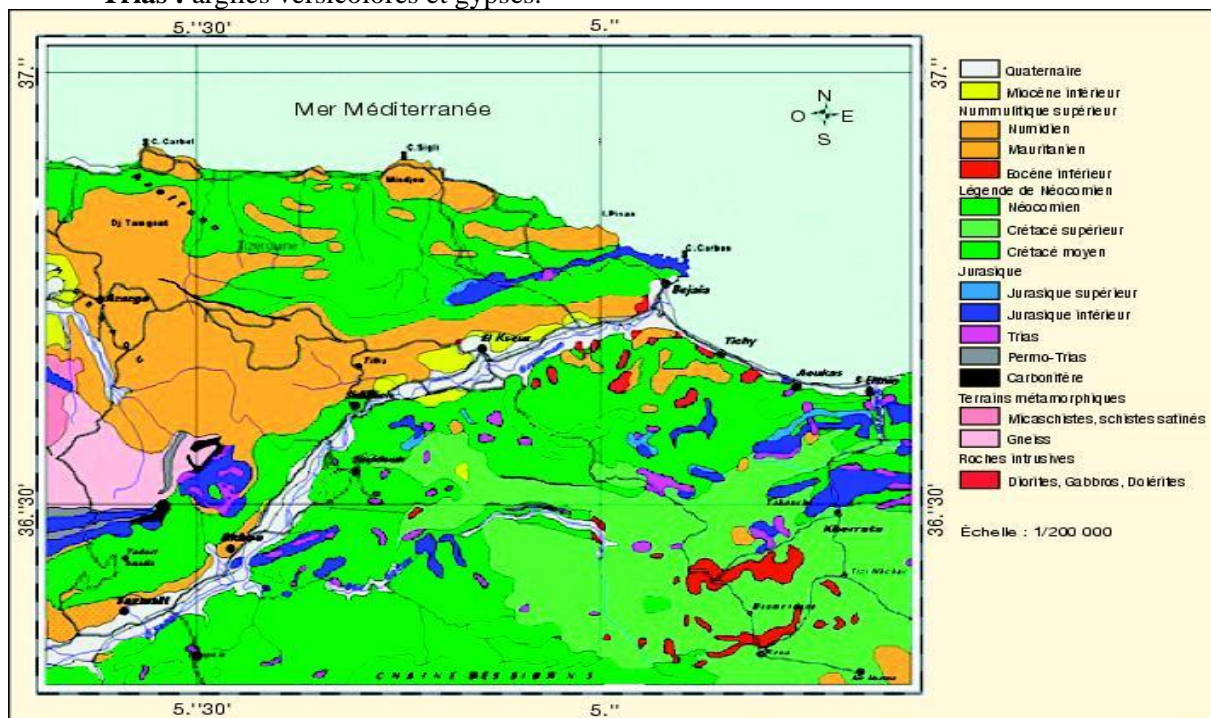


Figure 21 : Carte géologique de la wilaya de Bejaia 1/500 000

b) La Géologie du site

Sur le plan géologique, la région d'Ait Idris est essentiellement représentée par :

- Le faciès classique de marnes schisteuses noires à filonets de calcite de calcite, surmonté de marnes parfois conchoïdales à lentilles de calcaires jaunes. Ces formations sont d'âge Séinien.
- Brèches de calcaires et éboulis de pente formés en majeure partie de débris liasiques et Jurassiques fortement cimenté.



Figure 22 Photos prise sur site montrant la géomorphologie

VI.2.4 La densité, la Population et la superficie de DERGUINA

Le peuplement humain se caractérise par une forte densité au niveau du chef-lieu, 171hab/km². La population de DERGUINA 2013 est de 17 146 habitants. Elle s'étend sur une superficie de 82.53 km², AIT IDRIS est le plus grand village de la commune de Derguina avec une population de 7000 habitants.

VI.2.5 Situation géographique

La commune de DERGUINA se situe à quelques 45 kilomètres à l'ouest du chef lieu de Bejaïa, et à l'Ouest de la Daïra de Kherrata dont elle dépend administrativement.

Elle est limitée :

- Au Nord, par Souk El Ténine
- Au Sud par Oued El Barad
- A l'Ouest par Taskriout et kherrata
- A l'Est par Melbou et Tamridjet.

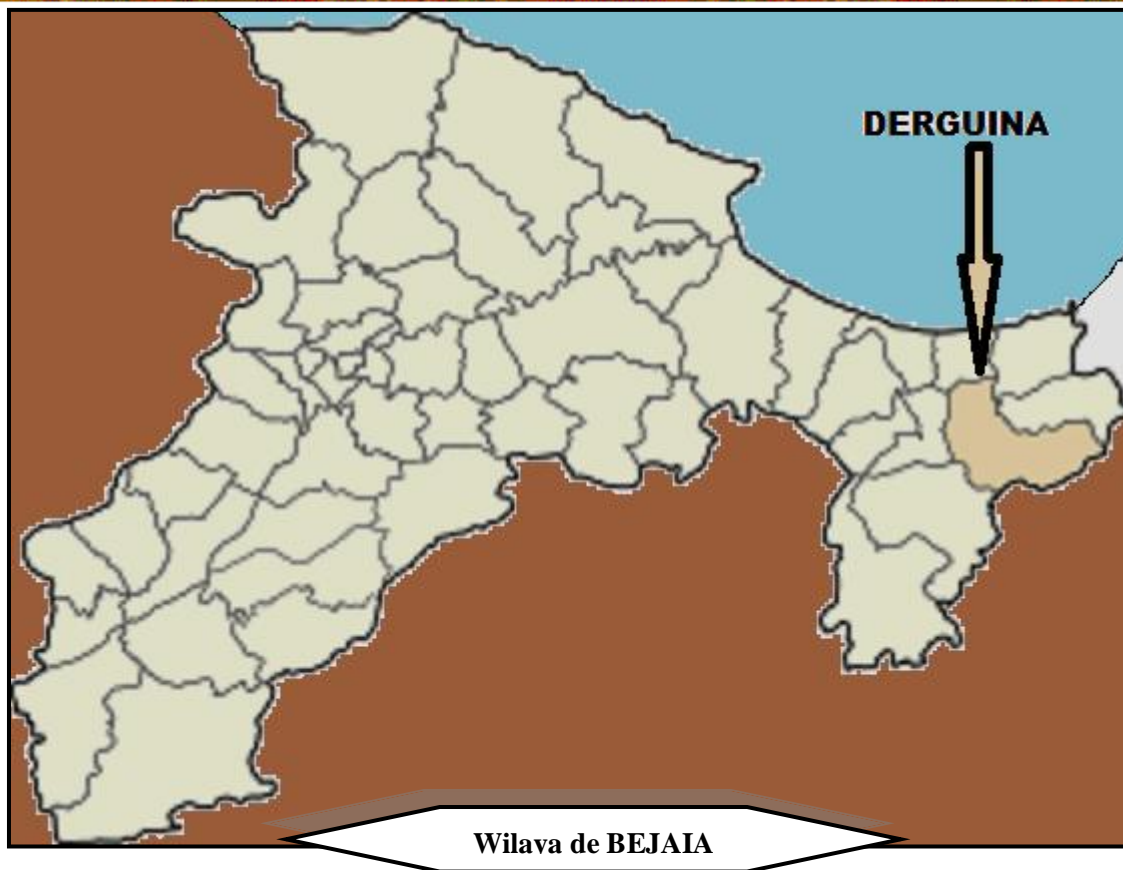


Figure 23 : Situation géographique de la commune de Derguina

VI.2.6 Hydrogéologie et hydrologie du site

VI.2.6.1 Hydrogéologie

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

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

Quelques indices témoignent la présence des eaux souterraines, un puits domestique a été recensé au sommet du versant dont le niveau hydrostatique se trouve à 5m de profondeur dans la période estivale.

VI.2.6.2 Hydrologie

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent en majorité dans l'oued Bou Sellam qui est le principal collecteur des eaux superficielles de la région. Il présente un écoulement et se jette dans la baie de Bougie.

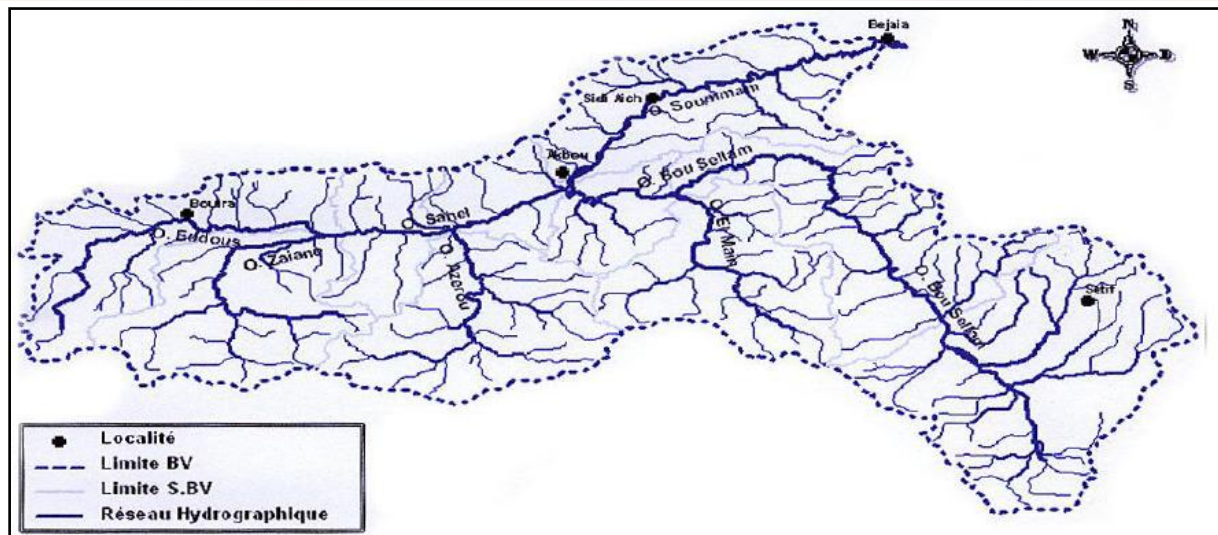


Figure 24 : Répartition du réseau hydrographique de la ville de Bejaia

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

Durant les visites effectuées sur le site, nous avons constaté que le réseau de canalisation des eaux usées et les eaux potables sont installés anarchiquement.

VI.2.7 Climat

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

VI.2.7.1 Pluviométrie

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

Les données recueillies auprès du service météorologique de Bejaia pendant une période de 10 ans (2000-2009), ont démontré que la région est marquée par une pluviométrie annuelle de **781.4 mm**, avec un maximum moyen de **135.7 mm** au mois de Janvier. Tandis que le minimum est de **2.2 mm** enregistré en Juillet.

En effet, on constate d'une manière générale que pour l'ensemble des données obtenues par la station de Bejaia, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver ; de Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Aout représentent les mois secs.

L'histogramme de la figure ci après nous montre l'existence de deux périodes climatiques au cours de l'année :

- **Une période humide** : qui s'étend entre les mois de Septembre et Mai. On remarquera ici que dans notre région d'étude, la période humide se prolonge pratiquement jusqu'au mois de Mai avec 40,3 mm de pluie concentrées sur 8 jours.
- **Une période sèche** : qui s'étend du mois de Juin au mois d'Aout, avec un minimum de 2,2mm en Juillet. C'est la période qui favorise la décohesion et la fissuration des sols argileux.

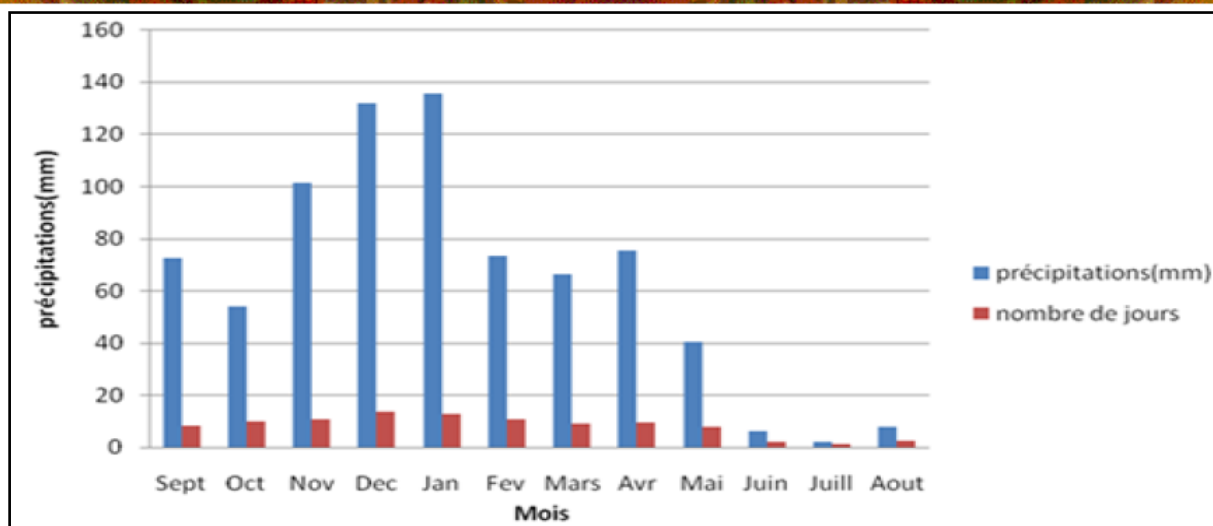


Figure 25 : Les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaia- aéroport

En raison de cette répartition, la dynamique des versants est accentuée pendant la période de forte Précipitations ou les sols sont gorgés d'eau.

VI.2.7.2 Les températures

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

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de **18°C**. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 35°C) ; cette augmentation des températures entraîne une évaporation qui, sur des sols argileux, fini par donner naissance à des fentes de retraits dont l'importance est en fonction du degré de température atteint. Lors de premières pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes de retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

En automne les précipitations arrivent après la période de sécheresse assez longue, dans les zones argileuses, l'évaporation a produit des fentes de retraits plus ou moins importantes ; donc, lors des précipitations, le volume de l'eau tombé généralement engloutie dans les fentes de retraits, on assiste rapidement à une recharge des réserves en eau et probablement à la saturation des niveaux inférieurs.

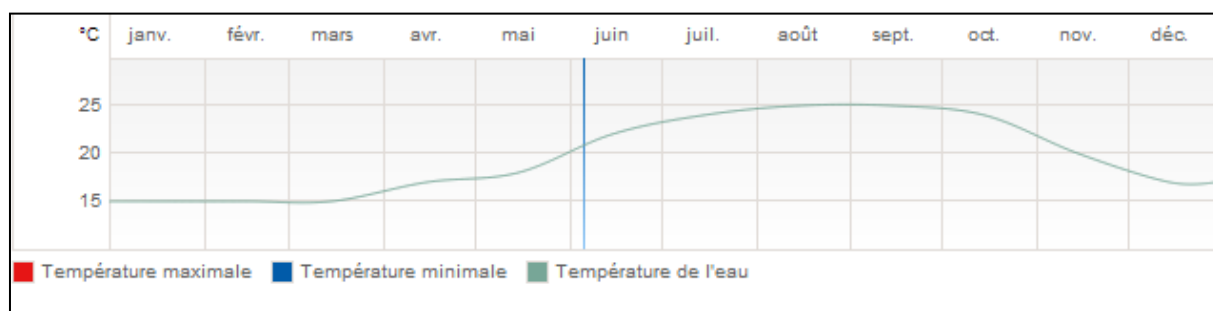


Figure 26: Les données climatiques pour Bejaia

VI.3 Sismicité de la région de Bejaia

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain : glissements de terrain, écroulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction. Plusieurs de ces effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes. La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes. Les données du CRAAG montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence d'un pli-faille à Kherrata.

Chapitre VII Etude géotechnique du site

VII.1 Introduction

L'étude géotechnique se propose pour fournir aux ingénieurs des données expérimentales sur les propriétés physiques et mécaniques des sols, nécessaires pour mener des calculs et des modélisations par des codes de calculs, de plus en plus développés, qui les aideront à déterminer les niveaux des nappes aquifères existantes et de permettre le choix de la meilleure solution à adopter au problème d'instabilité rencontré. La qualité de ces prévisions dépendra fortement de la qualité des paramètres du sol obtenus, et la qualité de ceux-ci dépendra de la qualité des essais effectués tout au long de la campagne de reconnaissance.

Le programme de la reconnaissance géotechnique du site concerné par le glissement consiste à réaliser deux sondages pressiométriques de 15 m de profondeur pour un pas d'essai de 1m

VII.2 Essai in situ

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif [5].

VII.2 .1 . Sondages carottés

Le carottage est la désignation courante de tous les types de forages permettant la récupération d'une carotte. Les domaines d'application du carottage varient de la recherche des minéraux aux études de fondations. Un sondage carotte a été réalisé sur le site d'une profondeur de 30 m (voir les annexes).

- Équipements utilisés dans le sondage au carottage
 - ⊠ La sondeuse : son rôle est de faire tourner le train de tiges, le carottier et la couronne, elle doit transmettre également la pression nécessaire à l'outil de forage.
 - ⊠ Le derrick : il est utilisé pour remonter le train de tiges hors du trou, la hauteur et la force du derrick dépendent de la profondeur du trou qu'on veut obtenir.
 - ⊠ Pompe de forage : son rôle est l'injection d'un liquide laveur au fond du trou de sondage. La pompe à une double fonction :
 - Refroidir la couronne.
 - Remonter en surface les débris de roche.
 - ⊠ Le train de tiges : il transmet la pression, la rotation et le liquide d'injection à la couronne, les tiges peuvent être de type conventionnel (Wire line) pour le carottage au câble et à double parois pour utilisation en circulation inverse.
 - ⊠ Le carottier : il préserve et retient la carotte jusqu'à sa remontée en surface, c'est le plus important de l'équipement dans le trou.
 - ⊠ Le tubes de revêtement : il permet de traverser des terrains de recouvrement jusqu'à la roche stable, il est nécessaire pour éviter que les pierres ou autres débris ne tombent dans le trou de sondage. Dans les trous profonds, il peut être nécessaire de tuber plusieurs fois, chaque tubage réduit la taille du sondage. lorsqu'on prévoit de réaliser un trou de sondage, il faut connaître le diamètre minimum de la carotte désirée par le client.
 - ⊠ Les couronnes : les couronnes à prisme en carbure de tungstène ne sont utilisées que pour les forages des roches tendres et friables. Les couronnes diamantées (à pierres serties ou concrétion synthétique) sont destinées au forage de roches dures et abrasives.
 - ⊠ Pour le choix d'une couronne diamantée, on peut généralement dire que plus la formation est tendre, plus les diamants utilisés sont gros. Dans la roche dure on utilisera de plus petits diamants de meilleure qualité.
 - ⊠ Le manchon aléueur : il est placé au-dessus de la couronne, il doit être de la même taille que la couronne. Le but du manchon aléueur est de maintenir le calibrage du trou de sondage pour permettre

à une nouvelle couronne de descendre jusqu'au fond sans se coincer. Il joue également le rôle de stabilisateur de l'ensemble de train de tige.

VII.2.2 Essai préssiométrique

A. Objectif de l'essai :

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable

B. Domaine d'application :

L'essai pressiométrique peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher (avec plus d'incertitude) et les remblais

C. Principe de l'essai [6] :

L'essai pressiométrique Menard est un essai de chargement de sol en place, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique est à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Trois caractéristiques de sol sont ainsi déterminées :

- ❖ Le module pressiométrique 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 de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

D. Appareillage :

L'appareil utilisé est une pression **APAGEO** de type « G » acquis en 2007 dont l'appareillage répond aux exigences de la norme NFR94-110. II est constitué par un contrôleur pression volume (CPV), une tubulure coaxiale à haute pression étalon, de 45 cm et une sonde tri cellulaire coaxiale revêtue d'une membrane souple, et une gaine toilée à haute pression.

Les manomètres de mesure font l'objet d'un étalonnage périodique régulier

VII.3 Interprétation des essais in situ

La coupe lithologique fournie par le sondage destructif est la suivante :

- 0.00 à 5.00 m : remblais (tufs, argiles sableuse limoneuses).
- 5.00 à 9.00 m : Eboulis de pente constitués essentiellement par des blocs de calcaire enveloppés dans une matrice argileuse (argiles limoneuses).
- 9.00 à 20.00 m : Intercalation de bancs de marnes de couleur grise et des marnes schisteuses friables.

Tableau II : Caractéristiques physico-mécaniques du sol

Profondeur (m)	Données Mécaniques	Natures des couches de sol
0.00 à 5.00	$\gamma = 19 \text{ KN}/\text{m}^3$ $C = 0.05 \text{ bars}$ $\varphi = 35^\circ$	argiles sableuse limoneuses Faible caractéristiques mécaniques
5.00 à 9.00	$\gamma = 19 \text{ KN}/\text{m}^3$ $C = 0.14 \text{ bars}$ $\varphi = 20^\circ$	argiles limoneuses Faible caractéristiques mécaniques
9.00 à 20.00	$\gamma = 21 \text{ KN}/\text{m}^3$ $C = 0.24 \text{ bars}$ $\varphi = 25^\circ$	Marnes bonne caractéristiques mécaniques

Les résultats de l'essai préssiométrique au niveau de PR1 sont mentionnés dans le présent tableau :

Tableau III : Résultat de l'essai pressiométrique

Profondeur (m)	Module de déformation E_M (bars)	Pression limite pl (bars)	E/ pl	Lithologie
1		Essai défectueux (remblai)		Remblai
2				
3				
4				
5	18.9	1.4	13.31	Formation de pente
6	35.6	3.8	9.49	
7	33.9	4.8	7.01	
8	103.8	8.8	11.77	Marne mi dure a intercalation friable et schistosée
9	172.2	13.6	12.66	
10	655.9	33.2	19.75	
11	767.8	26.1	29.44	
12	266.3	23.3	11.45	
13	86.9	18.1	4.80	
14	314.8	20.6	15.30	
15	512.0	23.7	21.60	
16	428.1	27.0	15.87	
17	428.1	23.8	18.02	
18	558.3	24.0	23.28	
19	503.0	27.2	18.48	

VII.4 Classification sismique du site RPA/2003

Les sols du site sont constitués essentiellement par des éboulis de pente en surface, et par des bancs mince de marnes intercalé de marnes schisteuse friables.

D'après les valeurs de pression limites et modules obtenue de l'essai pressiométrique nous avons ce qui suit :

$$\overline{PL} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{pl_i}\right)}$$

➤ Formation de pente :

$$h_i = 4m, pl_i = 7.75 \text{ bar } \overline{PL} = 4 / \left(\frac{4}{7.75}\right) = 7.75 \text{ bar} < 20 \text{ bar, Site meuble S3.}$$

➤ Marne a intercalation friable et schisteuse :

$$h_i = 10m, pl_i = 24.7 \text{ bar } \overline{PL} = 10 / \left(\frac{10}{24.7}\right) = 24.7 \text{ bar} > 20 \text{ bar, Site ferme S2.}$$

○ On a

$$\diamond \text{ Calcul de } E_M : \frac{h}{E_M} = \sum \frac{h_i}{E_{Mi}}$$

Nous avons deux couches dans le sol :

▪ **Les Eboulis :**

$$E_{M1} = 14.18 \text{ bars}$$

▪ **La Marne :**

$$E_{M2} = 448.82 \text{ bars}$$

❖ Calcul de E_{oed} : $E_{oed} = \frac{E_M}{\alpha}$ telle que $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,5 \text{ sol meuble} \\ \alpha = 1 \text{ sol dure} \end{array} \right\}$

$$E_{oed1} = 23.36 \text{ bars}$$

$$E_{oed2} = 448.82 \text{ bars}$$

❖ Calcul de E : $E = 0.74 \times E_{oed}$

Donc :

$$E_1 = 17.52 \text{ bars}$$

$$E_{M1} = 332.13 \text{ bars}$$

Z	5	6	7	8	9
P_l (Kpa)	140	380	480	880	1360
P_o (Kpa)	77.5	93	198.5	124	139.5
P_l^* (Kpa)	62.6	287	371.5	756	1220.5

Z	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
P_l (Kpa)	3320	2610	2330	1810	2060	2370	2700	2380	2400	2720
P_o (Kpa)	155	170.5	186	201.5	217	232.5	248	263.5	379	294.5
P_l^* (Kpa)	3165	2439.5	2144	1608.5	1843	2137.5	2452	2643.5	2121	2425

Telle que

$$P_o = (0.5 \times \gamma \times Z) + (\gamma_w \times Z)$$

Et $P_l^* = P_l - P_o$ Donc $P_{l1}^* = 361.21 \text{ Kpa}$ et $P_{l2}^* = 2261.4 \text{ Kpa}$

➤ Ménard donne pour les sols cohérents les correspondances suivantes

- $\frac{E_M}{P_l} < 5$ argiles remaniées ou triturées
- $5 < \frac{E_M}{P_l} < 8$ argiles sous-consolidées
- $8 < \frac{E_M}{P_l} < 12$ argiles normalement consolidées
- $12 < \frac{E_M}{P_l} < 15$ argiles légèrement surconsolidées
- $\frac{E_M}{P_l} > 15$ argiles fortement surconsolidées

Dans notre cas on a $\frac{E_M}{P_l} = 20,08 > 15$ pour la marne et $\frac{E_M}{P_l} < 5$ pour les éboulis

VII.5 Conclusion

L'étude géotechnique du site étudié nous permet de conclure que les formations constituant le site, sont en général des marnes surmontées par une couverture d'éboulis de pente.

Chapitre VIII Evaluation du degré de stabilité du site

VIII.1 Introduction

Dans le cas courant, le calcul de stabilité des pentes est déterminé à partir du calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr- Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. De nos jours, les logiciels informatiques facilitent la prise en compte de plusieurs paramètres. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement le comportement des sols. Dans ce chapitre, le logiciel de calcul PLAXIS, est utilisé pour effectuer les calculs de stabilité du glissement de AIT IDRIS en introduisant la géométrie réelle du terrain ainsi que les paramètres des sols rencontrés. En plus nous avons réalisé un calcul analytique par la méthode de FELLENIUS afin de comparer entre le facteur de sécurité et d'approcher la ligne de rupture probable, dans notre cas, nous avons considéré un rayon de glissement est circulaire.

VIII.2 Méthode d'analyse à surface circulaire

Plusieurs méthodes de calcul des glissements circulaires, ont été établies pour le calcul de coefficient de sécurité F_s . On a choisi la méthode des tranches de FELLENIUS qui consiste à diviser le volume instable en un certain nombre de tranches verticales, et le calcul se fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, et en équilibre limite sur la ligne de glissement. Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires.

VIII.3 Analyse du glissement par un calcul manuel

Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par tâtonnement en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces. Alors avant de faire l'analyse par logiciel, on commence par un calcul manuel en considérant un cercle de rupture et on calcule le coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius [7].

Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- Rayon : $R = 31,2 \text{ m}$.
- Centre O de coordonnées : $O = (26,8 \text{ m} , 720,83 \text{ m})$.
- $\alpha = 36^\circ$

On devise la surface en six tranches comme montrer sur la figure ci dessus :

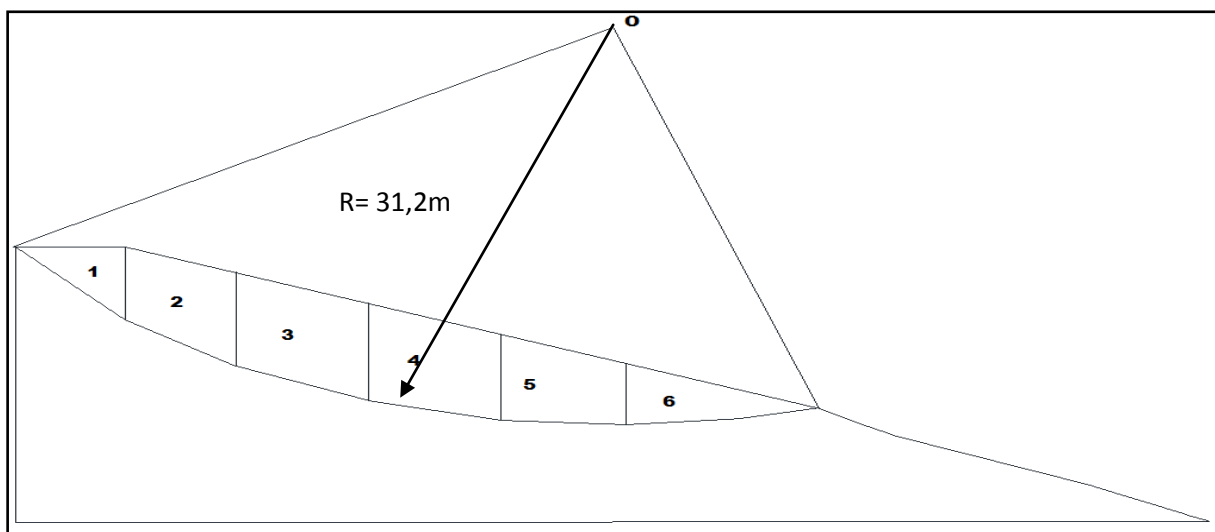


Figure 27 : Découpage de tranches de talus

On calcule le poids W et l'angle θ de chaque tranche

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV: Résultats de calcul de la méthode des tranches

N°de tranche	1	2	3	4	5	6
$W_i(t)$	255.94	590.06	811.63	785.76	591.74	372.16
$\theta_i(^{\circ})$	50	37	26	14	4	-9
$W_i \cos \theta_i(t)$	164.52	471.24	729.49	762.42	690.30	367.58
$W_i \sin \theta_i(t)$	196.06	355.11	355.8	190.09	41.28	-58.22
$L_i(m)$	7.49	6.03	6.36	6.89	5.55	7.91

Avec :

- $C = 2c \cdot R \cdot \sin \alpha$
- $\sum CL_i = 14.51 \text{ m}$
- $\sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i = 3085.55$
- $\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i = 1080.12$
- $\varphi = 15^{\circ}$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i} = 0,78$$

Analyse et résultats

Le calcul manuel pour Le cercle de rupture donne de coefficient de sécurité de 0,78. Cette valeur inférieure à 1.3 justifie le déclenchement du glissement de terrain

VIII.4 Analyse du glissement par « PLAXIS »

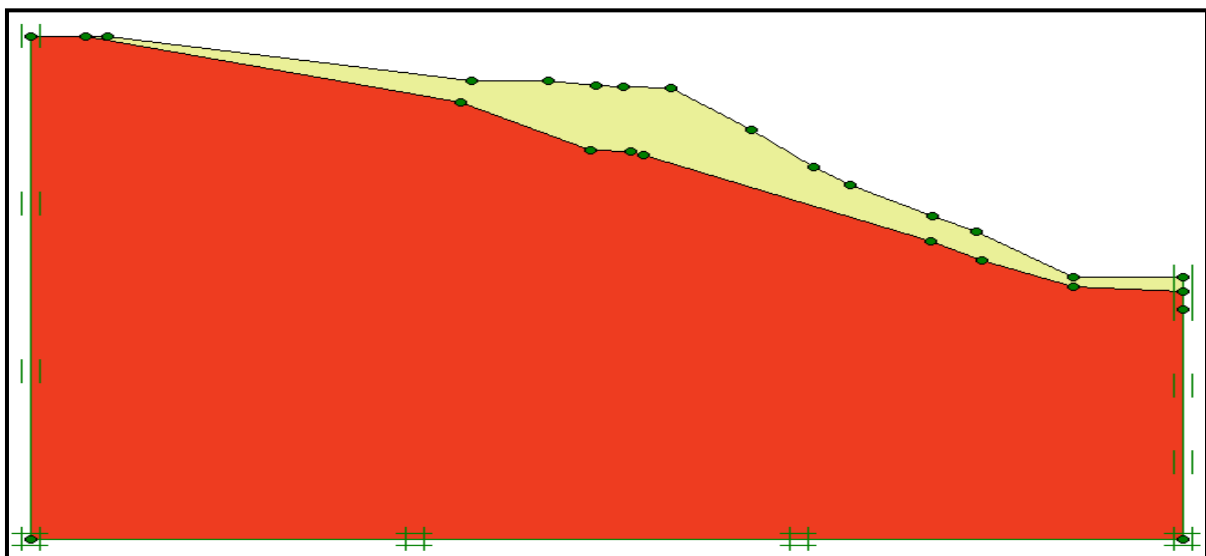


Figure 28 : Modèle du versant instable

Le tableau suivant indique les paramètres géotechniques des couches :

Tableau V : Caractéristiques des couches

Couches	Couleur	$\gamma (KN/m^3)$	C Kpa	$\varphi ^\circ$
Eboulis		19	13	15
Marne		21	24.13	25

❖ Les résultats obtenus

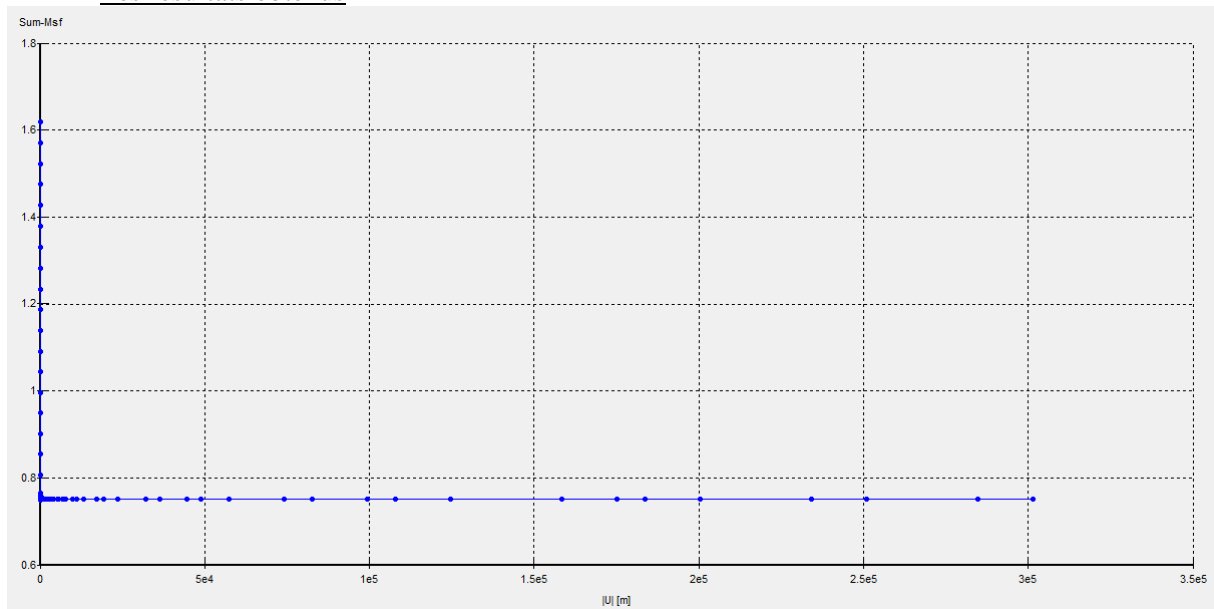


Figure 29 : Evolution du coefficient de sécurité donner par plaxis

Les valeurs minimales du coefficient de sécurité données par le logiciel PLAXIS est de $F=0,72$

VIII.5 Conclusion

Nous avons calculé le coefficient de sécurité par la méthode des tranches, car cette méthode est particulièrement conseillée pour les talus hétérogènes ou pour étudier les talus en présence de l'eau.

Le calcul manuel avec la méthode de Fellenius donne un coefficient de sécurité de 0,78, alors que le calcul avec PLAXIS donne 0.72.

On constate un léger écart entre les valeurs du coefficient de sécurité calculées par les deux méthodes et qui est due aux erreurs de calcul de la surface et aux forces internes qui sont négligées par Fellenius.

Chapitre IX Etude de confortement du site

IX.1 Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet parce qu'enfin notre but est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement, Donc le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- Analyse des paramètres techniques de site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économique.

L'analyse des paramètres techniques de site sont basées sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassment, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

IX.2 Choix de méthode de stabilisation

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 désordre, on comprend que les technique relevant du terrassment des masses instables ou du drainage, aient emporté la préférence des géotechniciens [8].

IX. 3 Calcul de capacité portante

IX. 3.1 Méthode pressiométrique

Evaluation de l'effort total mobilisable sous la pointe

$$Q_{pl} = A_p q_u ; q_u = k_p P_{le}^*$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \cdot P_{l3}^* \dots P_{ln}^*}$$

$$P_{le}^* = 2261,4 \text{ Kpa} = 22,61 \text{ bars pression limite nette equivalente.}$$

Facteur de portance K_p

$$K_p = 1,8$$

$$q_u = k_p P_{le}^* = 1,8 \cdot 22,61$$

$$q_u = 40,7 \text{ bars} = 4069,8 \text{ Kpa}$$

$$Q_{pl} = A_p q_u = \frac{\pi B^2}{4} q_u = \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} 4069,8$$

$$Q_{pl} = 287,53 \text{ KN}$$

Evaluation de l'effort total mobilisable par frottement latéral

$$Q_{sl} = q_s \pi D \sum h_i$$

$$P_i = \frac{\sum pl}{h} = \frac{247}{10} = 2,5 \Rightarrow q_s = 0,18 \text{MPa (courbe de frottement fascicul 62 (type Q5))}$$

$$Q_{sl} = 0,18 \cdot 3,14 \cdot 0,39 = 1526,04 \text{KN}$$

La charge limite en compression :

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl}$$

$$Q_l = 287,53 + 1526,04 = 1813,57 \text{KN}$$

Charge limite en traction

$$Q_{tu} = Q_{sl} = 1526,04 \text{KN}$$

Prévision de la charge de Fluage en compression

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5} = 1161,125 \text{KN}$$

Prévision de la charge de Fluage en traction

$$Q_{tc} = 0,7 Q_{sl} = 1068,228 \text{KN}$$

A L'ELU

$$Q_{max} = \frac{Q_u}{1,4} = 1295,41 \text{KN Combinaison fondamentale.}$$

$$Q_{max} = \frac{Q_u}{1,2} = 1511,31 \text{KN Combinaison accidentelles.}$$

$$Q_{min} = -\frac{Q_{tu}}{1,4} = -1090,03 \text{KN Combinaison fondamentale.}$$

$$Q_{min} = -\frac{Q_{tu}}{1,2} = -1271,7 \text{KN Combinaison accidentelles.}$$

A L'ELS

$$Q_{max} = \frac{Q_c}{1,1} = 1055,57 \text{KN Combinaison rares.}$$

$$Q_{max} = \frac{Q_c}{1,4} = 829,375 \text{KN Combinaison quasi permanente.}$$

$$Q_{min} = -\frac{Q_{tc}}{1,1} = -971,12 \text{KN Combinaison rares.}$$

$$Q_{min} = -\frac{Q_{tc}}{1,4} = -763,02 \text{KN Combinaison quasi permanente.}$$

A l'ELS

$$Q_{solELU} = 0,75 Q_{max} + 0,5 Q_{min} = 497,63 \text{KN}$$

$$Q_{solELS} = Q_{max} + Q_{min} = 84,45 \text{KN}$$

IX. 4 Calcul à la rupture

Ce calcul est basé sur l'équilibre d'un sol a la rupture en se basant sur la résistance des matériaux, dans les calculs simplifier des pieux verticaux, ou on tient compte que des efforts de clouage R qui sont introduit dans l'expression de felius :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Après confortement, on a repris la définition du coefficient de sécurité global pour calculer les efforts de glissement a reprendre avec une amélioration de Fs de 15 % [4].

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

Donc on aura : $R = (F - F_0) \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i$

$$R = (0,78 - 0,68) 1080,12 = 108,01t$$

IX. 5 Calcul des sollicitations maximales dans le pieu

IX.5.1 Calcul de l'effort horizontal T_0

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est $\beta = 7^\circ$, d'après la figure suivante :

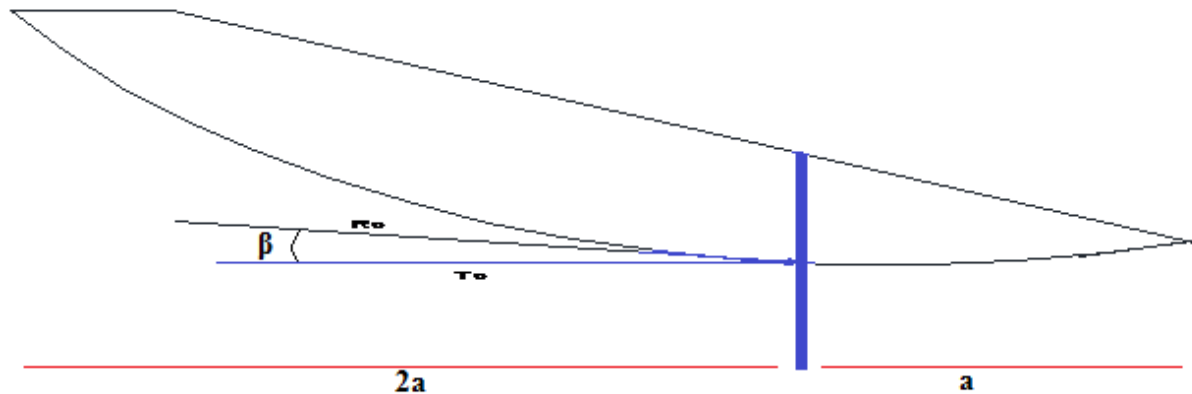


Figure 30: Inclinaison de l'effort de clouage.

T_0 : Effort tranchant , égale $T_0 = R \cos \beta = 81,43t$

IV.5.2 Calcul de M^{max}

$$M^{max} = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{-\pi/4} \cdot \sin \frac{\pi}{4}$$

Avec :

l_0 : La longueur de transfert ou longueur élastique $l_0 = \left(\frac{4EI}{KB} \right)^{0,25}$

Avec :

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

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

K : module de réaction de sol , $K = \frac{12E_m}{1,33 \frac{B_0}{B} \left(\frac{2,65}{B_0}\right)^\alpha + \alpha}$ [10].

B_0 : Diamètre de référence égale a 0,3 m.

E_m : Modul pressiométrique égale 4488.2 t/m^2 .

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol.

Tableau VI : Facteur rhéologique α pour divers types de sols [9]

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
TYPE	α	E/P_l	α	E/P_l	α	E/P_l	α	E/P_l	α
Surconsolidé ou très serré	—	> 16	1	> 14	$\frac{2}{3}$	> 12	$\frac{1}{2}$	> 10	$\frac{1}{3}$
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 – 16	$\frac{2}{3}$	8 – 14	$\frac{1}{2}$	7 – 12	$\frac{1}{3}$	6 – 10	$\frac{1}{4}$
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	—	7 – 9	$\frac{1}{2}$	5 – 8	$\frac{1}{2}$	5 – 7	$\frac{1}{3}$	—	—

IX.6. Calcul de M^{max}

$I = 3,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$, $K = 18826 \text{ t/m}^3$, $l_0 = 0,97 \text{ m}$ et $M^{max} = 25,46 \text{ t.m}$.

IX.7 Calcul du déplacement maximal

$$Y(z) = \frac{2 \cdot T_0}{K_f \cdot l_0} \cdot A^*$$

Avec

$$A^* = e^{-z/l_0} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

Y_{max} Est donné pour : $\frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$

Donc : $A^* = 0,32$

$$Y_{max} = \frac{2.81,43}{18826.0,97} \cdot 0,32$$

$$Y_{max} = 28,53 \times 10^{-3} m$$

IX.8 Ferrailage de mur de soutènement et de la semelle filante

Pour ferrailer le mur de soutènement et la semelle filante on a utilisé le logiciel expert rebot.

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau suivant :

Tableau VII : les sections de ferrailages obtenus avec expert rebot

Position	Section d'acier théorique [cm ² /m]	Barres		Espacement [cm]	Surface réelle [cm ² /m]
voile f droite	2.70	10.0	tous les	24.00	3.27
voile f droite (h/3)	2.70	12.0	tous les	41.00	2.76
voile f droite (h/2)	0.00	12.0	tous les	13.00	0.00
semelle gauche (-)	8.50	10.0	tous les	9.00	8.73
semelle droite (+)	8.50	20.0	tous les	32.00	9.82
semelle gauche (+)	0.00	20.0	tous les	32.00	9.82

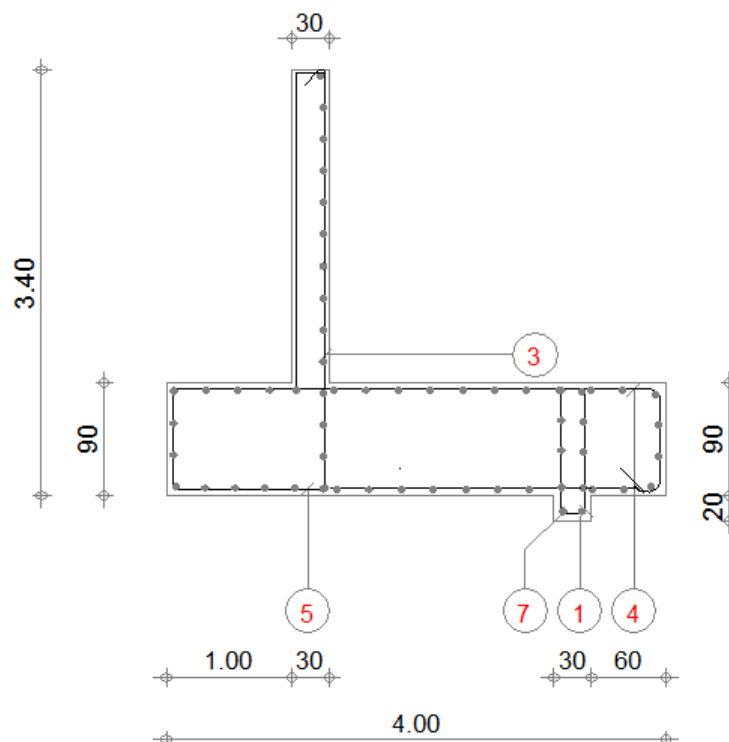

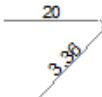
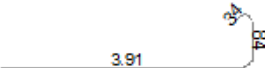
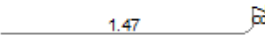
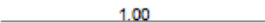


Figure 31 : Schémas de ferrailage obtenu avec Expert Robot

Tableau VIII : Detail de ferrailage

Pos.	Armature		Code	Forme
①	3HA 10.0	$l=2.36$		
③	4HA 10.0	$l=3.56$		
④	3HA 20.0	$l=5.04$		
⑤	11HA 10.0	$l=2.23$		
⑦	52HA 10.0	$l=1.00$		

Chapitre X Modélisation numérique du problème

X.1 Introduction

Comme dans tous les domaines, la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures.

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments fini .L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile à réaliser. Plaxis nous permet le passage d'un projet réel complexe au model numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

X.2 Présentation du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. 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. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (*Input, Calculations, Output et Curves*).

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique2D ; Scientifiquement c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto- plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [12].

X.3 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

X.3.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments 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.

X.3.2 Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0

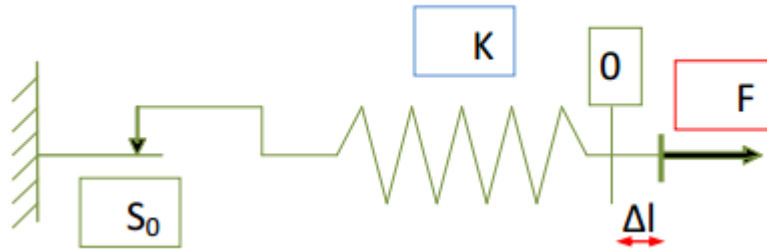


Figure 32 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure

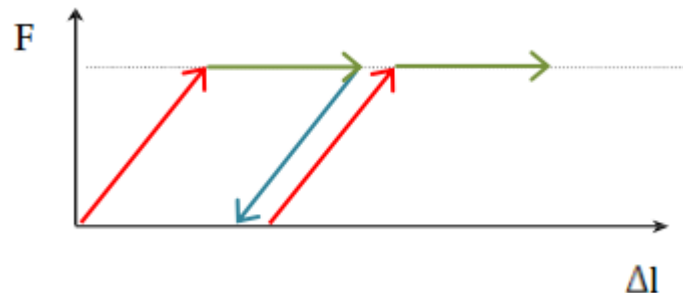


Figure 33 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure ci-dessus représente un comportement élastoplastique avec écrouissage [15].

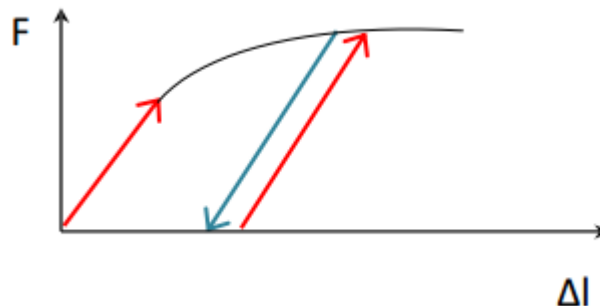


Figure 34 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

V.3.3 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre.

D'une part Ku est infini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [14].

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$K = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

X.3.4 Modèle de Mohr- Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement,

et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

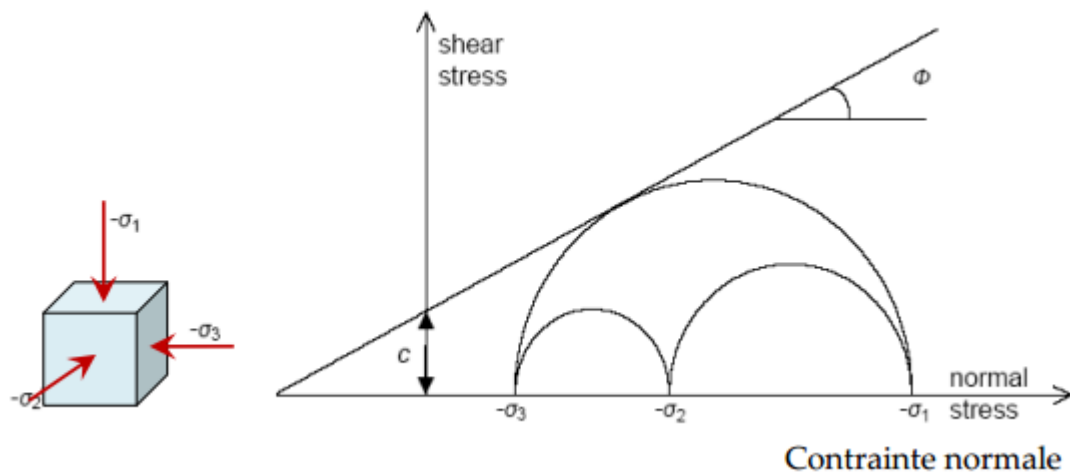


Figure 35 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure ci dessus) sur l'hexagone irrégulier de Mohr- Coulomb.

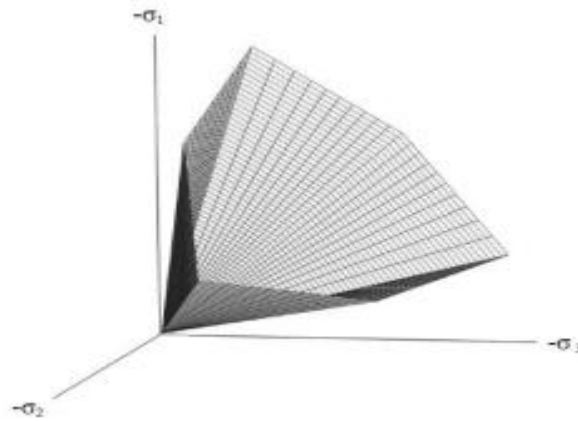


Figure 36 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure ci dessus). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité

Figure 37 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

X.4 Type de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS tous les paramètres de modélisation sont sensé représenter les caractéristique 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 interstitielle 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 deux 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.

X.5 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.

- 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.
- le programme calculations : permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.
- le programme output : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).
- le programme curves : nous permet d'avoir les interfaces courbes.

X.6. Modélisation avec prise en compte du confortement

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

Tableau IX: Caractéristiques des couches de sol en comportement drainé

Mohr-coulomb		TVO	Eboulis de pente	Marne
Paramètres	Unités			
γ_{unsat}	[KN/m ³]	19	19	21
γ_{sat}	[KN/m ³]	19	19	21
E_{ref}	[KN/m ²]	3.000E+04	1.200E+04	5.000E+04
ν	/	0,33	0,30	0,35
C_{ref}	[KN/m ²]	5.000	17.500	24.13
φ	[°]	25.000	20.000	25.000

Tableau X: Paramètres utilisés pour les éléments de confortement équivalents [16]

No	Identification	EA[KN/m]	EI[KNm ² /m]	d [m]	W[KNm/m]	ν
1	Micro pieux	9.600E+06	7.200E+04	0.300	1.200	0.300
2	Semelle filante	2.880E+07	1.940E+06	0.899	6.00	0.3
3	mur de soutènement	9.600E+06	7.200E+04	0.3	1.8	0.3

Avec :

EA : rigidité axiale (normale) du modèle équivalent.

EI : rigidité flexionnelle du modèle équivalent.

A=e*1 Section équivalente (m²).

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

W=e γ_b (poids du modèle équivalent).

ν : Module de Poisson du béton.

X.7 Résultats et discussions

Les cartographies ci-dessous montrent le champ de déplacement de sol après glissement. On note des déplacements vertical et horizontal maximal respectivement de $18 \cdot 10^{-3}$ m et $28 \cdot 10^{-3}$ m après confortement.

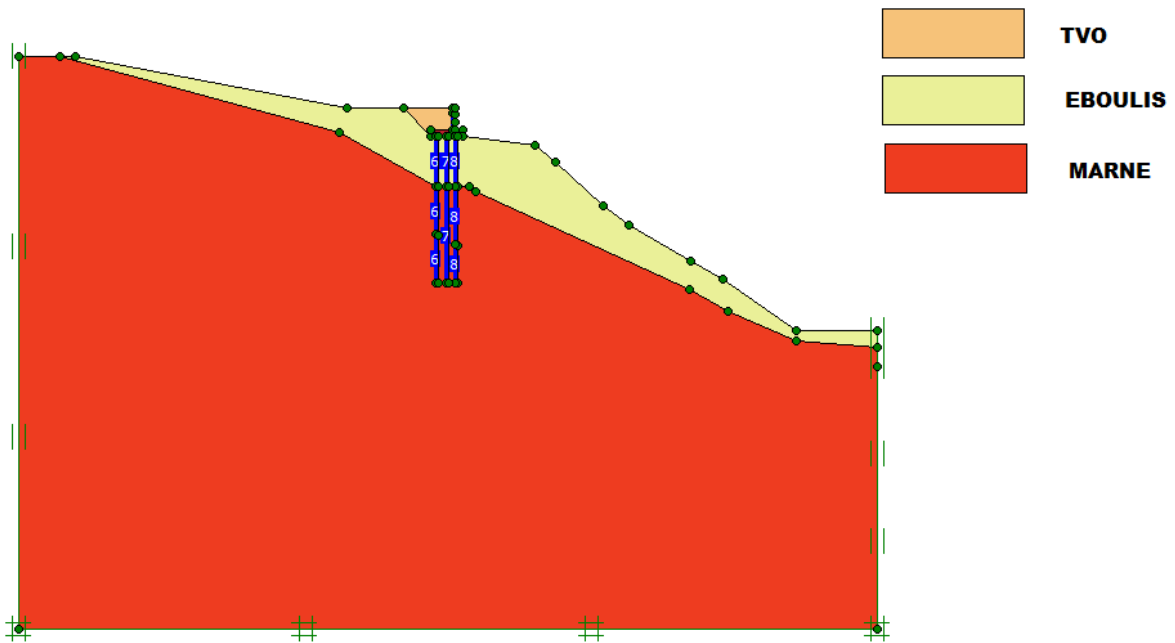


Figure 38 : Modèle avec confortement par pieux.

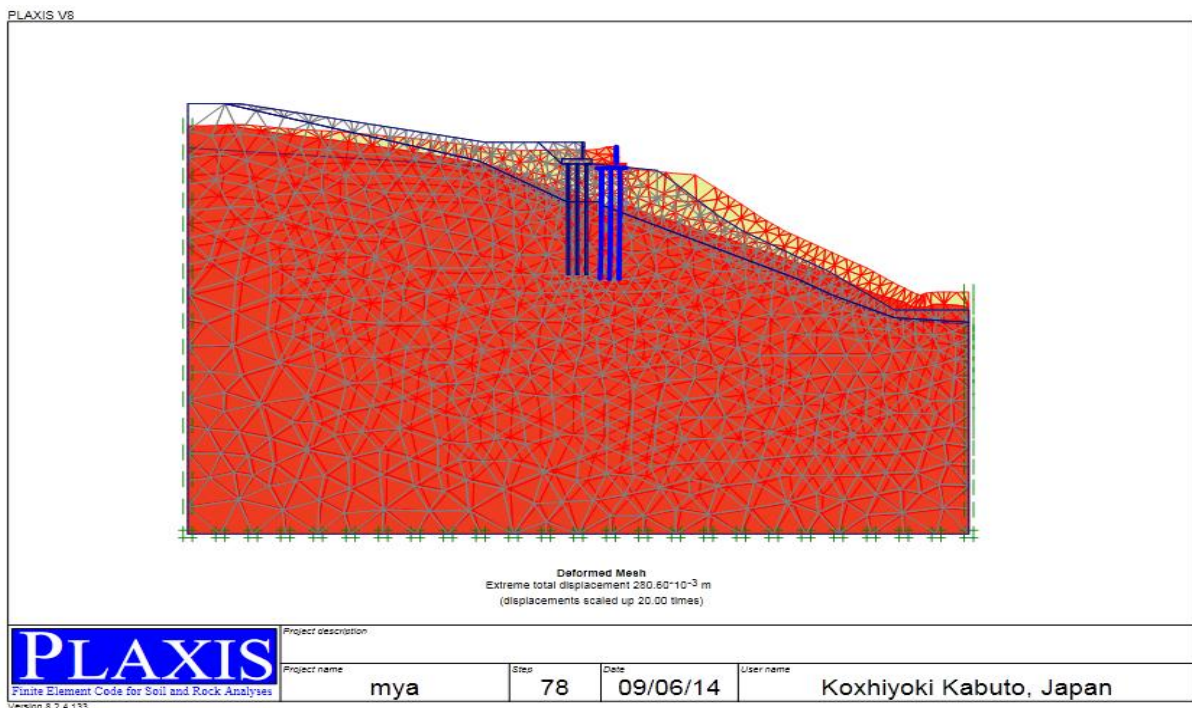


Figure 39 : déformation du maillage en éléments finis après confortement par pieux.

Après avoir inséré les paramètres nécessaire la modélisation du profil géotechnique avec clouage en micro-pieux, on a constaté d'une part, que le déplacement de la masse de sol en amont est très petite, d'autre part on a pu avoir les diagrammes des moments et effort normal et effort de traction du micro pieu le plus sollicité.

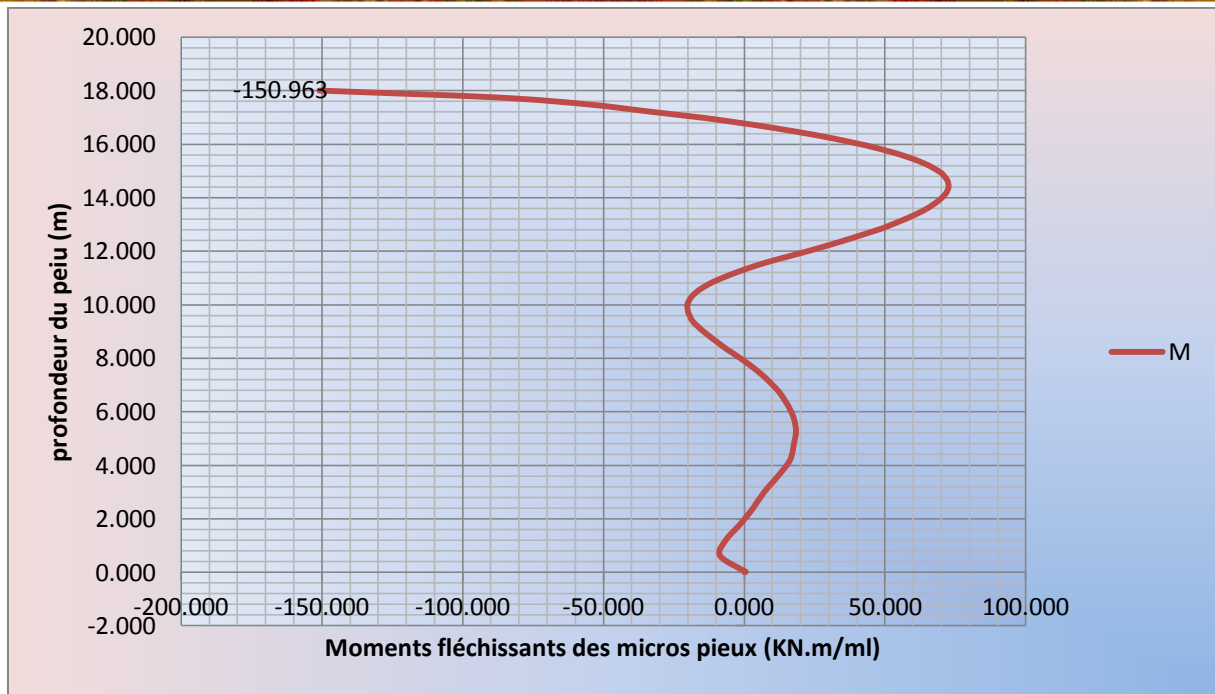


Figure 40 : Graphe indiquant la variation du moment du micro pieu.

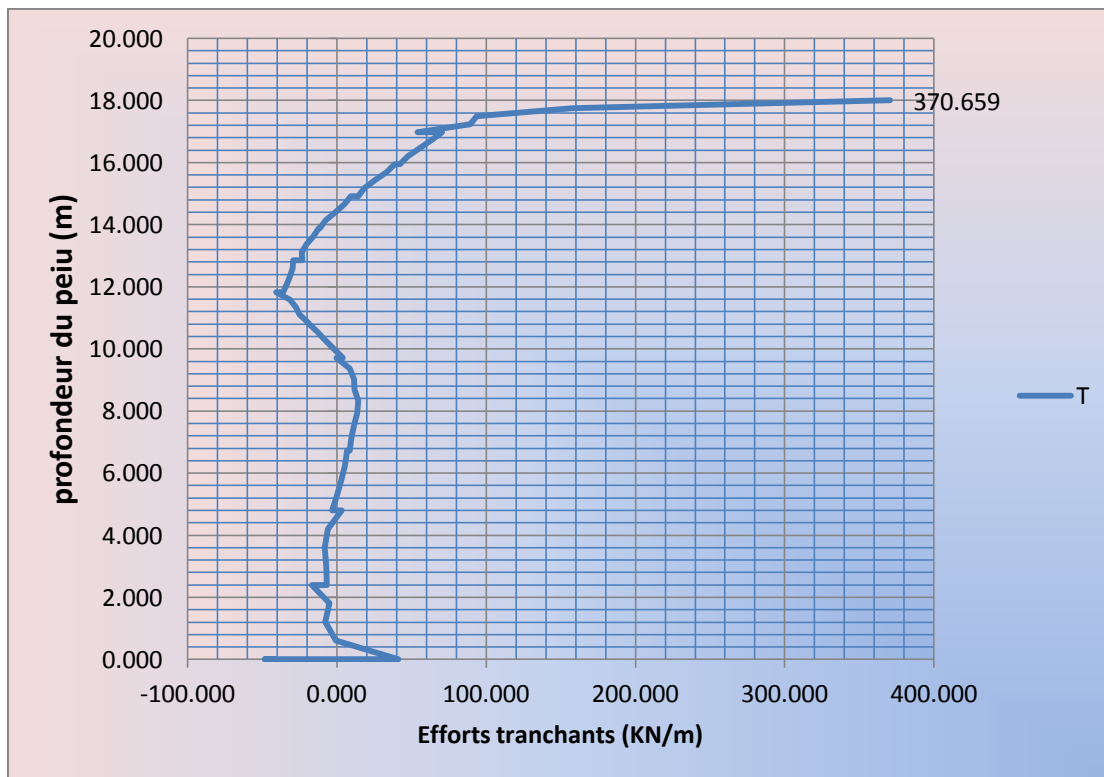


Figure 41 : Graphe indiquant la variation de l'effort tranchant du micro pieu.

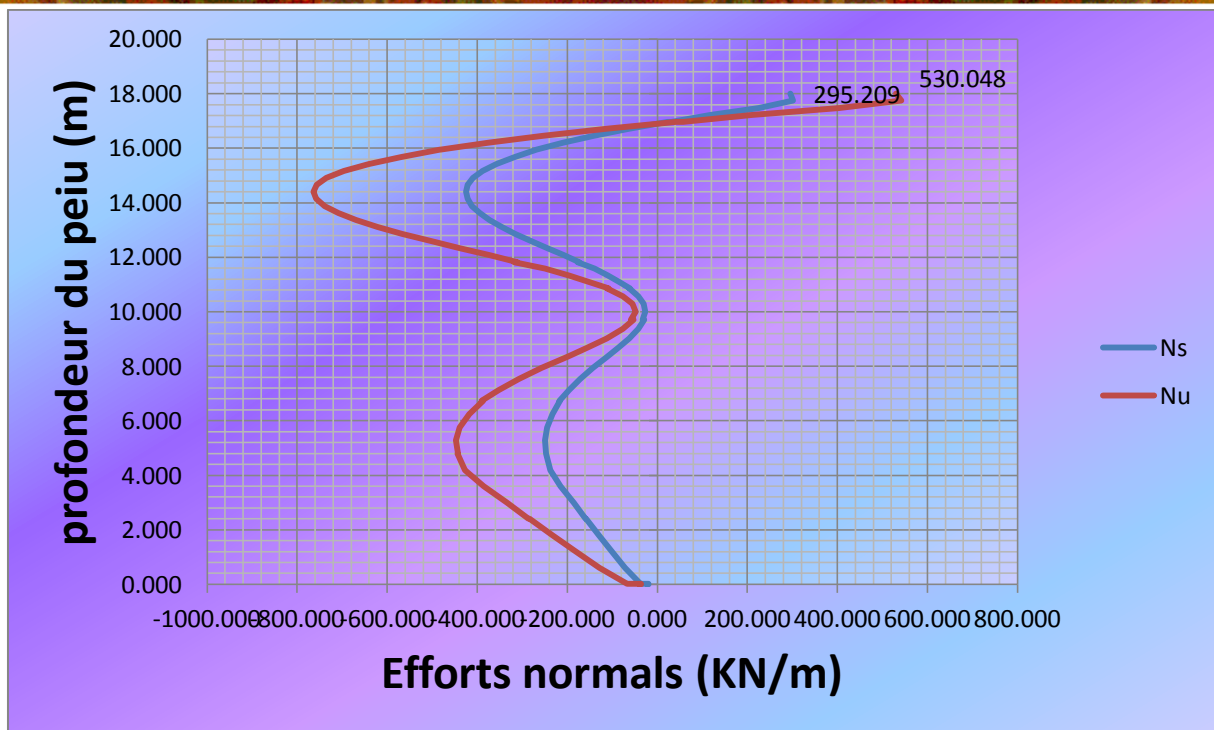


Figure 42 : Graphe indiquant la variation de l'effort normal du micro pieu.

Commentaires :

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

Le moment fléchissant maximal est de 370.659KN/m ce qui nous donne un moment

$M_{max} = 150,963 * d = 181,16KN.m$, avec $d=1,2m$ qui est l'entre axes des micros pieux, ce qui nous ramène à comparé ce résultats avec celui trouvé dans le calcul analytique fait au chapitre précédent avec un moment de $M_{max} = 254,6 KN.m$, avec un pourcentage de 28,84% de différence.

Pour l'effort normal

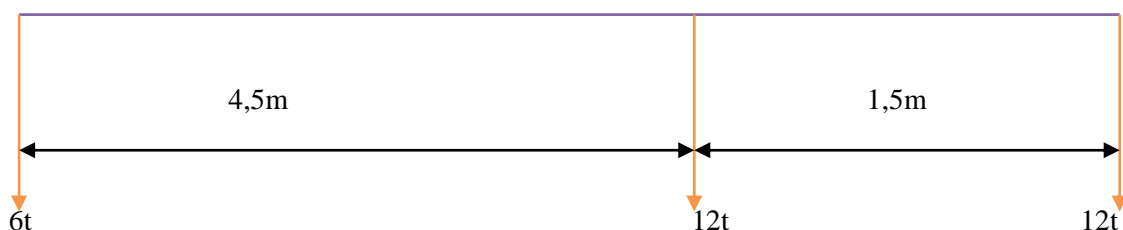
$$Q_{sol}ELU = 497,63KN < N_u = 530,048KN$$

$$Q_{sol}ELS = 84,45 kN < N_s = 295,209KN$$

X.8. Modèle avec prise en compte des charges routières

La sollicitation des charges d'exploitation routière 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 DC140.

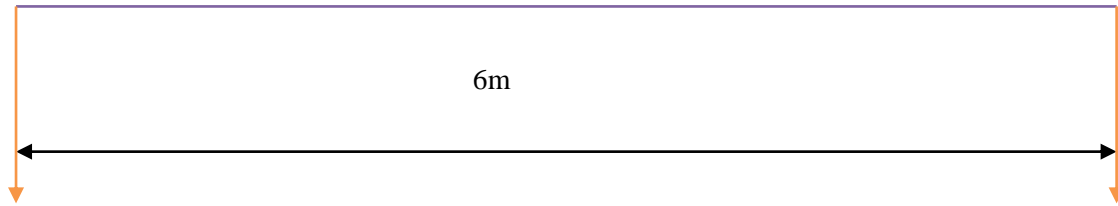
1. Convoi BC : les charges du convoi BC sont caractérisées par le schéma suivant :



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

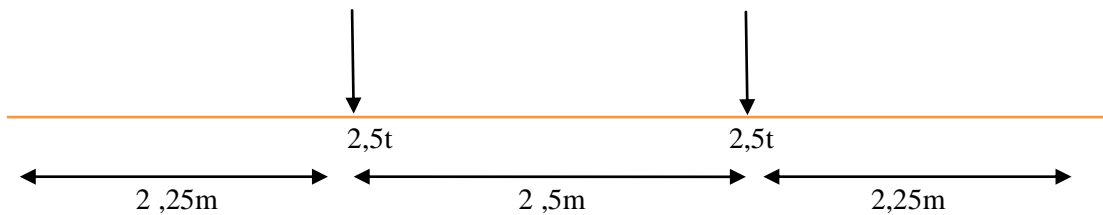
$$\sum F_i = 6 + 12 + 12 = 30t = 300KN.$$

On divise la charge totale sur la longueur de BC120 pour avoir les charges sur 1M ce qui donne le schéma simplifié suivant :

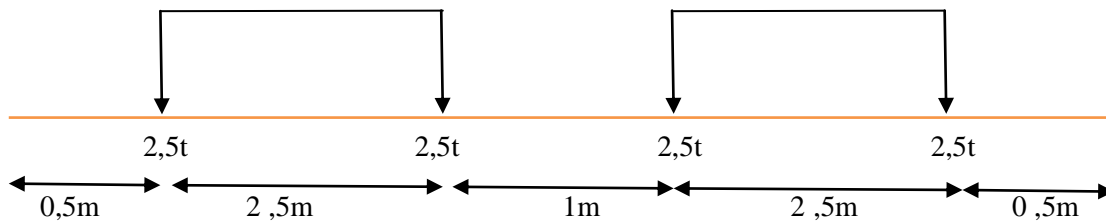


Pour modéliser les charges dues au convoi BC , on doit prendre en considération deux cas :

- 1^{er} cas : quand a une seule voie chargée par le BC120.
 - 2^{eme} 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^{eme} cas on aura le schéma suivant :



Interprétation des deux cas sur PLAXIS :

1^{er} cas :

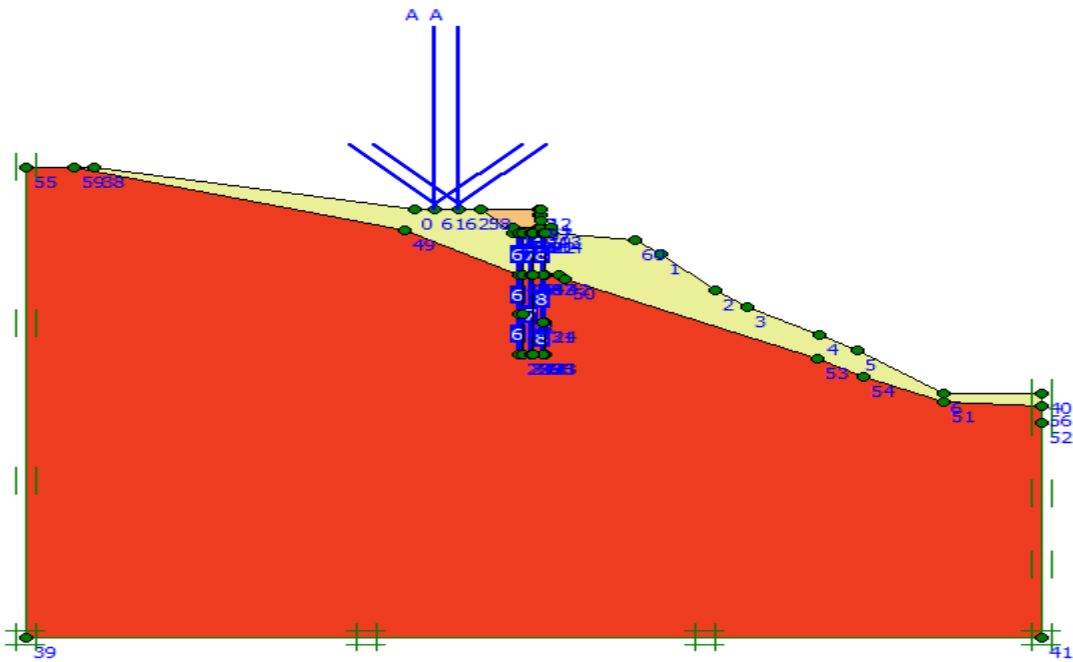


Figure 43 : model conforté sollicité par le convoi BC (1er Cas).

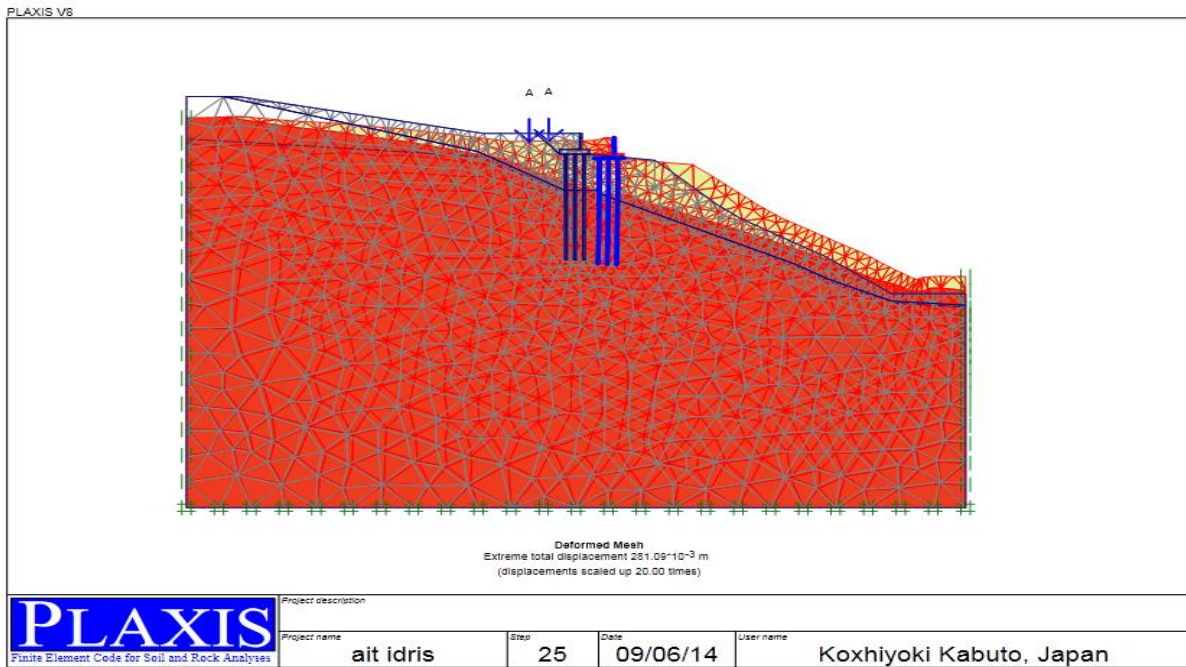


Figure 44 : Déformation du maillage en éléments finis après le chargement (1er Cas).

On note des déplacements vertical et horizontal maximal respectivement de 18,14 Cm et 28,09 cm.

Moment fléchissant des micro pieux :

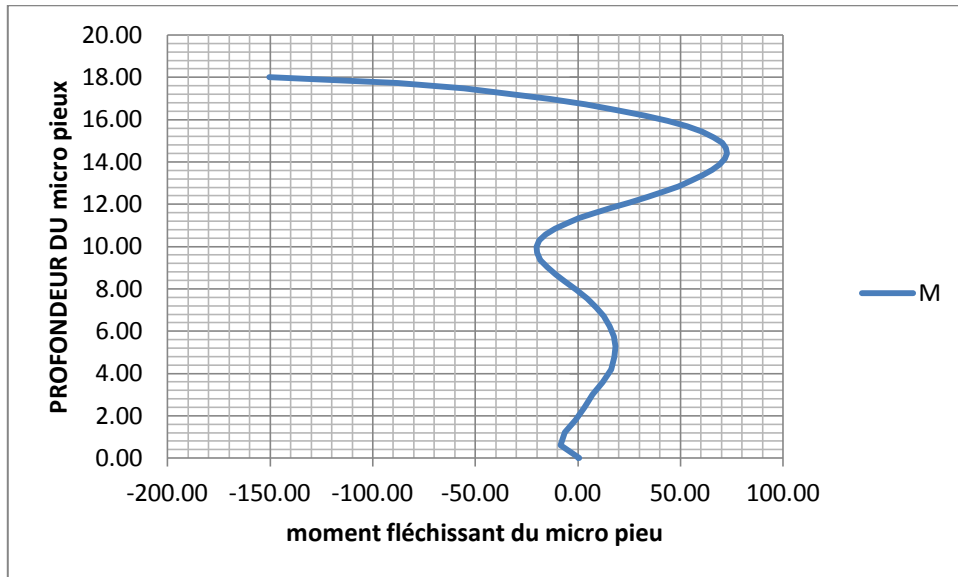


Figure 45 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.

Le 2^{eme} cas :

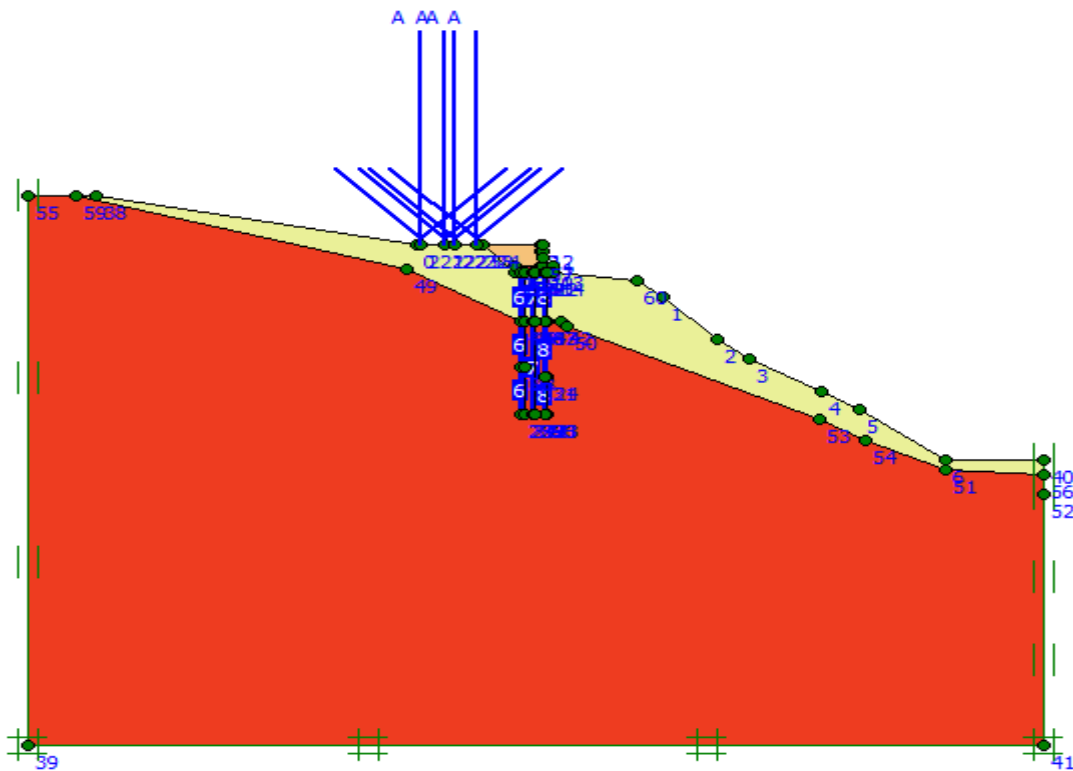


Figure 46: model conforté sollicité par le convoi BC (2eme Cas).

On note des déplacements vertical et horizontal maximal respectivement de 18,14 Cm et 28,13 Cm.

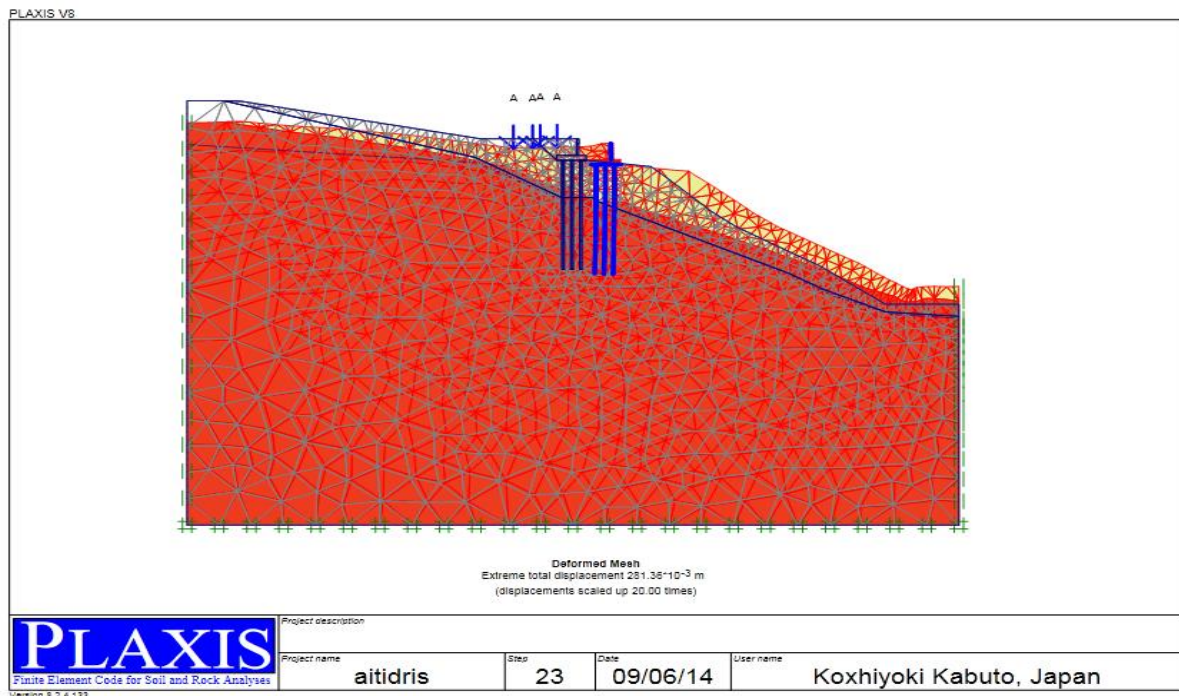


Figure 47 : Déformation du maillage en éléments finis après le chargement (2eme Cas).

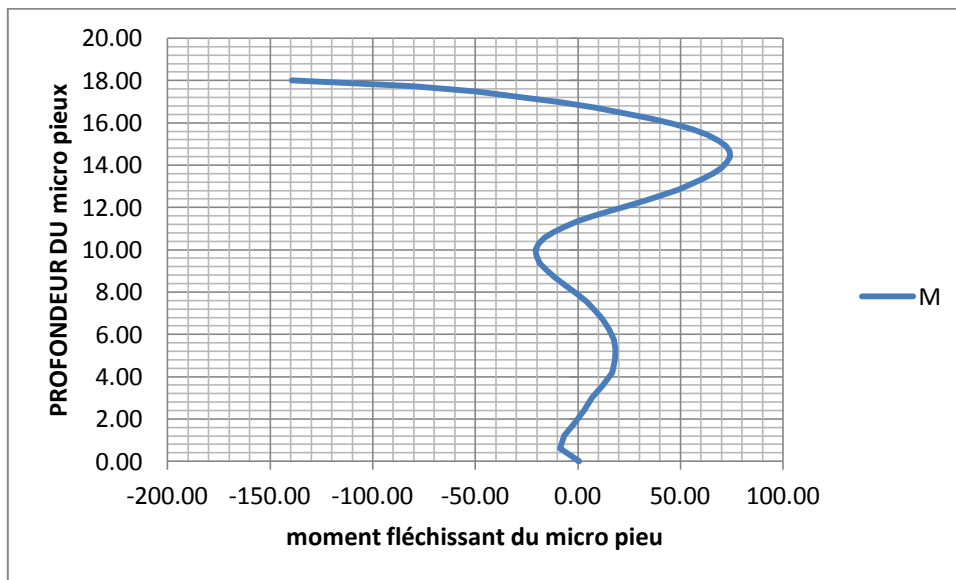


Figure 48 : Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.

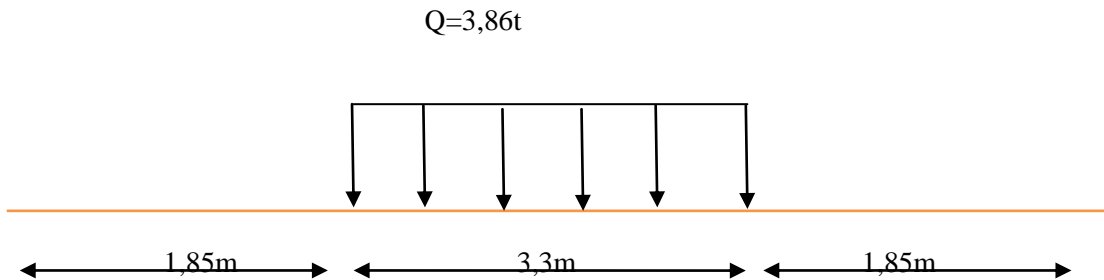
Commentaire sur les résultats obtenus du chargement des deux cas avec le convoi BC :

D’après les courbes et les figures obtenues, on constate que les moments fléchissant et les déplacements des micros pieux sont restés presque les mêmes dans les cas de chargement avec le convoi BC, ce qui confirme que le confortement utilisé fonctionne correctement.

2. Convoi D140 :

La charge de ce convoi est répartit uniformément sur sa surface qui est égale a $3,3 \times 11$ m, donc on aura $Q = 140t / 36,6 = 3,86t = 38,6 \text{ KN/m}^2$.

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



Modélisation du sol avec le convoi D140 :

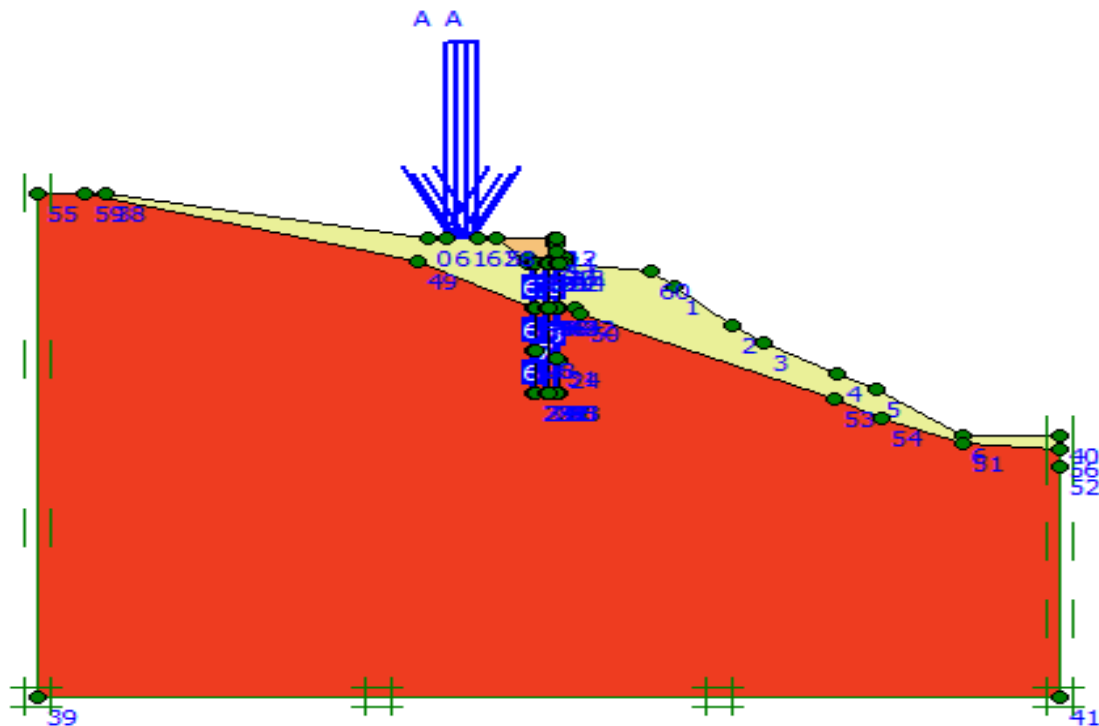


Figure 49 : model conforté sollicité par le convoi D140.

On note des déplacements vertical et horizontal maximal respectivement de 18,12 Cm et 28,18 Cm.

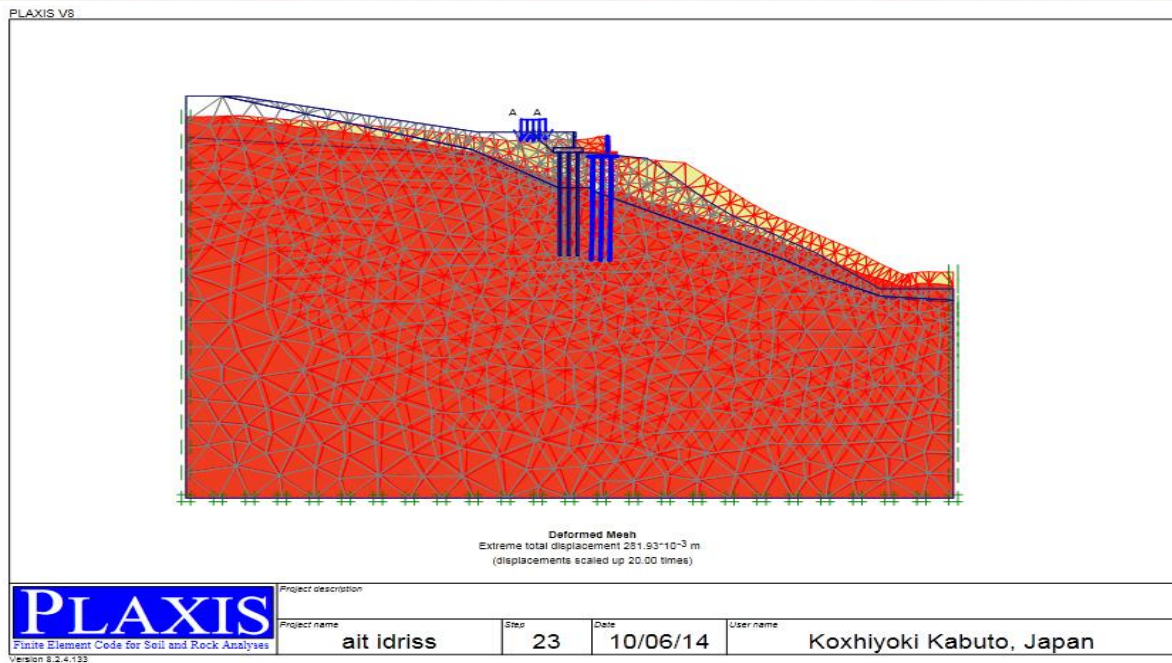


Figure 50 : Déformation du maillage en éléments finis après le chargement.

Moment fléchissant des micros pieux :

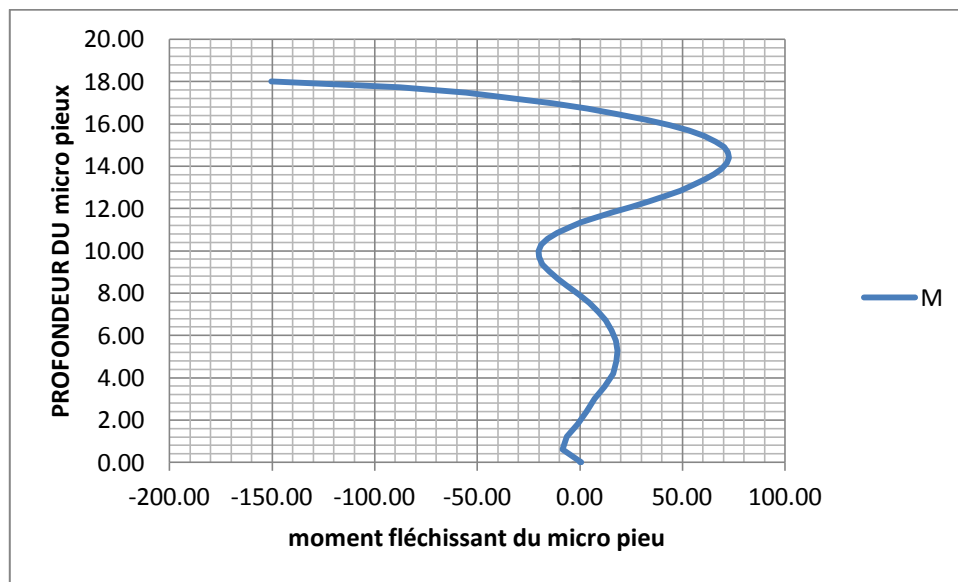


Figure 51: Graphe indiquant le moment fléchissant après chargement.

Discussion des résultats obtenus

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

Conclusion générale

La région de Darguina est caractérisé par des formations superficielles très meubles, des pentes très raides ; par conséquent le phénomène d'instabilité de pente est récurrent.

Les glissements superficiels qui touchent les talus et les routes peuvent par fois se stabiliser par des ouvrages classiques souples tels que les petits murs en béton armé, murs en gabion et les drainages... etc.

En revanche, quand il s'agit de glissements profonds, la ligne de rupture est profonde, ces technique classiques ne s'adaptent pas, les ouvrages de confortement doivent atteindre le bon sol très profond. Dans cette trajectoire nous avons orienté notre étude de stabilité sur les techniques de clouage.

L'avantage de cette technique par micro pieux qu'elle peut s'adapter à tous les sols, la perforation à faible diamètre, l'engin à perforation est souple et léger, amovible il est auto réglable, cette technique peut s'adapter dans des sites exigus présentant de fortes pentes.

Lors de notre visite sur site nous avons remarqué une bâtisse en état de ruine dans l'axe potentiel du glissement. Parmi les causes du glissement, on cite : les dépôts de remblais provenant des terrassements de plate forme.

A l'issue de notre étude de confortement de glissement de Ait Idriss Bejaia, objet de ce mémoire, nous avons adopté la méthodologie qui consiste, d'abord, à analyser le mouvement du terrain par différentes méthodes, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée analytiquement et à l'aide du logiciel « Plaxis ».

D'après les rapports d'étude de sols qui nous ont été confiés, l'étude a été menée d'une manière à donner un aperçu global sur le phénomène de l'instabilité qui règne dans la région. On a orienté notre travail selon des études géologiques, hydrologiques et hydrogéologiques, et étude géotechnique.

Le confortement proposé consiste à clouer le sol par trois séries des micro-pieux sur une semelle filante et un mur de soutènement en béton armé, l'étude est faite a l'aide de

logiciel Plaxis v 8.2 et analytiquement pour comparer les résultats et s'assurer de la fiabilité de ce confortement.

Au cours de la réalisation de ce projet nous avons acquis de nouvelle connaissance, et du savoir faire et de l'expérience sur chantier qui a été très bénéfique pour notre travail.

Références bibliographiques

- [1]: Flageollet J.-C., 1989. *Les mouvements de terrain et leur prévention*. Edition Masson, Paris.
- [2]: Étude Géotechnique préliminaire de site (mission géotechnique de type G11) Version 1-Décembre 2010.
- [3]: Karal K. « Energy method for soil stability analyses », Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 1977.
- [4]: Donald IB, Chen Z, Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods, Canadian Geotechnical Journal 1997.
- [5]: François Schlosser, *Éléments de mécanique des sols*, Presses de l'école Nationale des Ponts et chaussées, Paris, 2003.
- [6]: Ménard, 1965. Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques (6eme ICSMFE Montreal).
- [7]: Fellenius W. Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohesion, Ernst, Berlin, 1927
- [8]: G Cartier, 1986. Méthodes de dimensionnement des clouages des versants instables, Bulletin des Laboratoires des ponts et Chaussées LCPC Paris N°34,
- [9]: Fascicule 62 ,1992. Etude de dimensionnements des fondations des ouvrages de Génie et bâtiments
- [10]: G. Philipponnat et Hubert, 1998. Fondations et ouvrages en terres, Edition EYROLLES EDITION 1 1998.
- [11]: Donald IB, Chen Z. « Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods », Canadian Geotechnical Journal 1997.
- [12]: Boulon M, Flavigny E, Malcot Y et d'autres : « Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique », document1, Laboratoire 3S et Terrasol, Novembre 2004.
- [13]: Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. PLAXIS version 8, manuel de référence, DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [14]: Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. PLAXIS version 8, material model manual, DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [15]: Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, scientific manual, DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [16]: G.PILOT, calcul de la stabilité des pentes utilisation de l'ordinateur CAE510 du laboratoire central, Bulletin de liaison N22 novembre décembre 1966.

Mur de soutènement

1. Paramètres de calcul:

MATERIAU:

- **BETON:** classe C20/25, $f_{c28} = 20.00$ (MN/m²),
poids volumique = 24.00 (kN/m³)
- **ACIER:** classe HA 500, $f_e = 500.00$ (MN/m²)

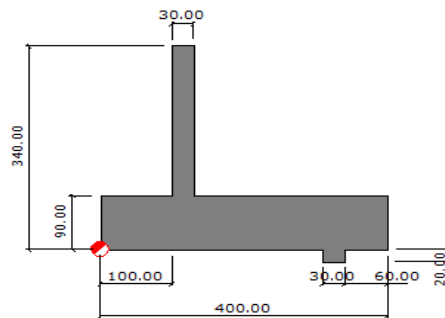
OPTIONS:

- Calculs suivant la norme: béton: **BAEL 91 mod. 99**
sols: **Fascicule No 62 - Titre V**
- Enrobage: $c_1 = 30.0$ (mm), $c_2 = 50.0$ (mm)
- Agressivité du milieu: non agressif
- Fissuration: peu préjudiciable
- Dimensionnement du mur en fonction de:
 - Résistance
 - Glissement $g = 1.500$
 - Renversement $g = 1.500$
- Vérification du mur en fonction de:
 - Tassement moyen:
 $S_{dop} = 10.00$ (cm)
 - Différence de tassements:
 $DS_{dop} = 5.00$ (cm)
- Coefficients de réduction pour:

- Cohésion du sol	100.000 %	
- Adhésion semelle-sol		0.000 %
- Butée du voile	50.000 %	
- Butée de la bêche		100.000 %
- Angle de frottement sol-voile:

- Butée pour les sols incohérents	$0 \times \phi$
- Poussée pour les sols cohérents	$2/3 \times \phi$
- Butée pour les sols cohérents	$0 \times \phi$
- Poussée pour les sols incohérents	$2/3 \times \phi$

2. Géométrie:

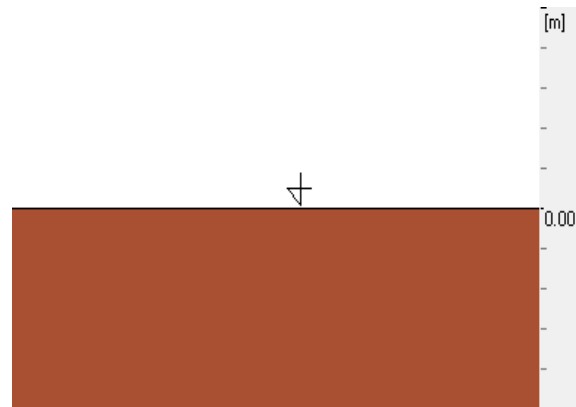


3. Sol:

- Définition des paramètres géotechniques suivant la méthode: B
- Talus Profondeur du sol aval $H_0 = 210.00$ (cm)
- Stratification primaire:

Paramètres:

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Épaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1.	Glina	0.00	-	26.34	15.47	20.50



- Sols en amont:

Paramètres:

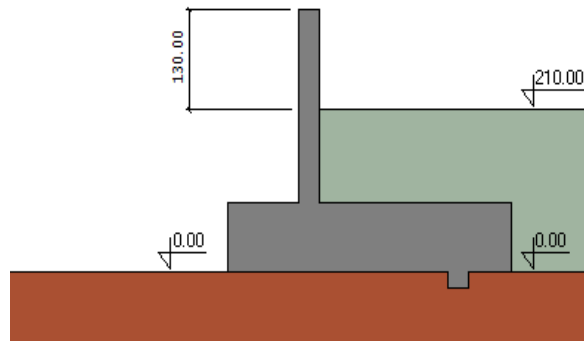
N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Épaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1	Il	210.00	210.00	32.78	6.33	18.50

- Sols en aval:

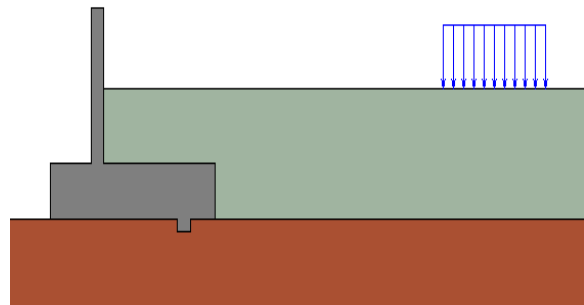
Paramètres:

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Épaisseur [cm]	Cohésion [kN/m ²]	Angle de frottement [Deg]	Densité [kN/m ³]
1	Piasek średni	0.00	0.00	0.00	31.13	18.00

(cm)



4. Charges



- **Liste de charges**

- 1 répartie
- a1 permanente x1 = 8.27 (m) x2 = 10.78 (m) P = 20.00 (kN/m2)

- **5. Résultats de calculs géotechniques**

POUSSEES

Poussée et butée des terres : conforme aux déplacements du mur
Coefficients de poussées et butées limites et équilibres pour les sols:

Angle d'inclinaison moyen du talus $\varepsilon = 0.00$ (Deg)

Angle d'inclinaison du voile $\beta = 0.00$ (Deg)

$$K_a = \frac{\cos^2 \cdot (\beta - \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right)^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \cdot (\beta + \phi)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \varepsilon)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}}\right)^2}$$

$$K_o = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

$$K_a \leq K_o \leq K_p$$

Sols en amont:

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.	lt	210.00	6.33	0.759	0.890	1.248

- Déplacements limites totaux
 - butée 0.130
 - poussée 0.013

Sols en aval:

N°	Nom du sol	Niveau [cm]	Angle de frottement [Deg]	Ka	Ko	Kp
1.		0.00		0.523	0.733	1.727

- Déplacements limites totaux
 - butée 0.135
 - poussée 0.013

RESISTANCE

- Type de sol sous la semelle: uniforme
- Combinaison dimensionnante: 1.350*CM + 1.350*GP + 1.350*GZ + 1.350*GPS + 1.350*GZS + 1.350*a1
- Charge dimensionnante réduite:
 - N=-228.87 (kN/m) My=-251.49 (kN*m) Fx=-68.63 (kN/m)
 - Coefficient de sécurité: 4.358 > 1.000

TASSEMENT

- Type de sol sous la fondation: uniforme
- Combinaison dimensionnante: 1.000*CM + 1.000*GP + 1.000*GZ + 1.000*GPS + 1.000*GZS + 1.000*a1
- Charge dimensionnante réduite:
 - N=-169.59 (kN/m) My=-186.58 (kN*m) Fx=-51.58 (kN/m)
- Charge caractéristique unitaire due aux charges totales: q = 0.04 (MN/m2)
- Epaisseur du sol en tassement active: z = 300.00 (cm)
- Contrainte au niveau z:
 - additionnelle: szd = 0.01 (MN/m2)
 - due au poids du sol: szg = 0.07 (MN/m2)

- Tassement: $S = 0.17 \text{ (cm)} < S_{dop} = 10.00 \text{ (cm)}$

RENVERSEMENT

- Combinaison dimensionnante: $1.000 \cdot CM + 1.000 \cdot GP + 1.350 \cdot GZ + 1.000 \cdot GPS + 1.013 \cdot GZS + 1.350 \cdot a1$
- Charge dimensionnante réduite:
 $N = -171.59 \text{ (kN/m)}$ $M_y = -194.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $F_x = -68.50 \text{ (kN/m)}$
- Moment de renversement: $M_o = 45.21 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- Moment empêchant le renversement de la fondation: $M_{uf} = 375.22 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
- Coefficient de sécurité: $8.299 > 1.500$

GLISSEMENT

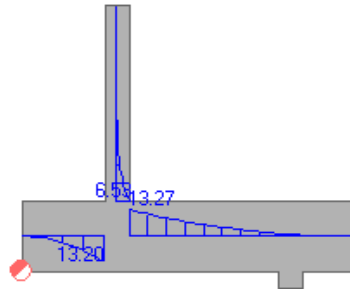
- Combinaison dimensionnante: $1.000 \cdot CM + 1.000 \cdot GP + 1.350 \cdot GZ + 1.000 \cdot GPS + 1.013 \cdot GZS + 1.350 \cdot a1$
- Charge dimensionnante réduite:
 $N = -171.59 \text{ (kN/m)}$ $M_y = -194.33 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $F_x = -68.50 \text{ (kN/m)}$
- Dimensions équivalentes de la semelle: $A = 400.00 \text{ (cm)}$
- Coefficient de frottement:
 - du sol (position du sol): $f = 0.251$
- Coefficient de réduction de la cohésion du sol = 100.000 %
- Cohésion: $C = 26.34 \text{ (kN/m}^2)$
- Valeur de la force de glissement: $Q_{tr} = 68.50 \text{ (kN/m)}$
- Valeur de la force empêchant le glissement du mur:
 $Q_{tf} = N \cdot f + C \cdot A$
 - au niveau du sol: $Q_{tf} = 106.37 \text{ (kN/m)}$
- Coefficient de sécurité: $1.553 > 1.500$

ANGLES DE ROTATION

- Type de sol sous la fondation: uniforme
- Combinaison dimensionnante: $1.000 \cdot CM + 1.000 \cdot GP + 1.000 \cdot GZ + 1.000 \cdot GPS + 1.000 \cdot GZS + 1.000 \cdot a1$
- Charge dimensionnante réduite:
 $N = -169.59 \text{ (kN/m)}$ $M_y = -186.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $F_x = -51.58 \text{ (kN/m)}$
- Contraintes unitaires maximales caractéristiques dues aux charges totales:
 $q_{max} = 0.04 \text{ (MN/m}^2)$
- Contraintes unitaires minimales caractéristiques dues aux charges totales:
 $q_{min} = 0.04 \text{ (MN/m}^2)$
- Angle de rotation: $\theta_o = 0.00 \text{ (Deg)}$
- Coordonnées du point de rotation du voile:
 $X = 5866.37 \text{ (cm)}$
 $Z = 0.00 \text{ (cm)}$
- Coefficient de sécurité: $387.226 > 1.500$

6. Résultats de calcul béton armé

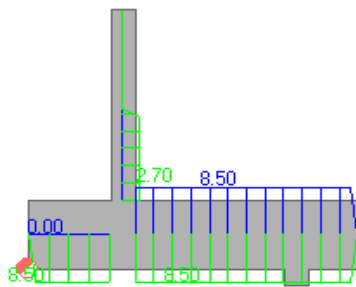
- Moments



[kN*m]

Elément	Moments	Valeur [kN*m]	Position [cm]	Combinaison
Voile	maximum	6.53	90.00	1.000*CM + 1.000*GP + 1.350*GZ + 1.000*GPS + 1.350*GZS + 1.350*a1
Voile	minimum	-0.00	210.00	1.000*CM + 1.000*GP + 1.350*GZ + 1.000*GPS + 1.013*GZS + 1.000*a1
Semelle	maximum	14.78	100.00	1.350*CM + 1.350*GP + 1.350*GZ + 1.350*GPS + 1.350*GZS + 1.350*a1
Semelle	minimum	-14.20	130.00	1.000*CM + 1.000*GP + 1.350*GZ + 1.000*GPS + 1.013*GZS + 1.350*a1

- Ferrailage

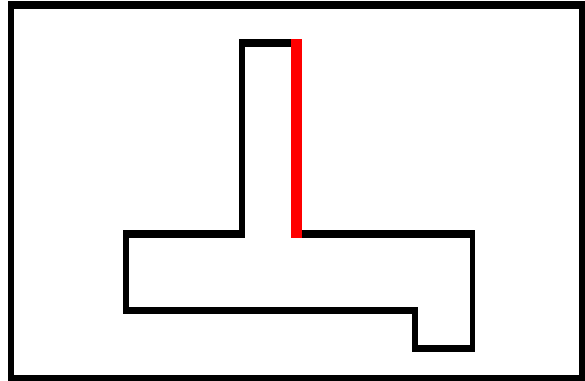


[cm²/m]

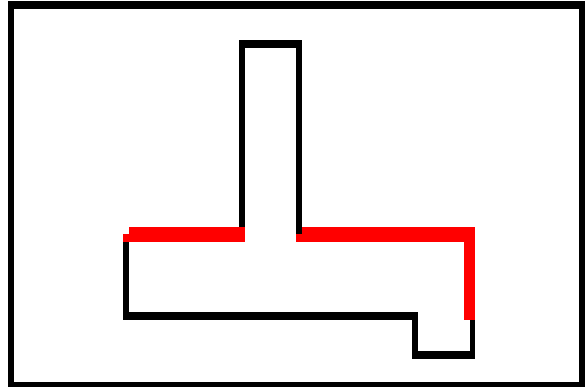
Position	Section d'acier théorique [cm ² /m]	Barres		Espacement [cm]	Surface réelle [cm ² /m]
voile f droite	2.70	10.0	tous les	24.00	3.27
voile f droite (h/3)	2.70	12.0	tous les	41.00	2.76
voile f droite (h/2)	0.00	12.0	tous les	132766437.00	0.00
semelle gauche (-)	8.50	10.0	tous les	9.00	8.73
semelle droite (+)	8.50	20.0	tous les	32.00	9.82
semelle gauche (+)	0.00	20.0	tous les	32.00	9.82

Nomenclature des armatures:

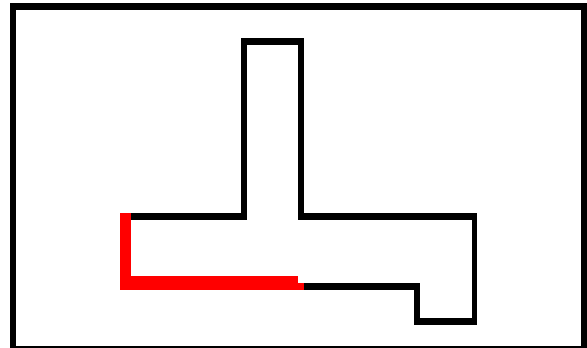
- Type: 10.0
- Barres: 24.00 (cm)
- Espacement: 4
- nombre: 349.46 (cm)



- Type: 20.0
- Barres: 32.00 (cm)
- Espacement: 3
- nombre: 500.20 (cm)



- Type: 10.0
- Barres: 9.00 (cm)
- Espacement: 11
- nombre: 224.08 (cm)



- Type: 10.0
- Barres: 32.00 (cm)
- Espacement: 3
- nombre: 232.92 (cm)

