

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**Université Abderrahmane MIRA de Béjaïa
FACULTE DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



Mémoire de Fin de Cycle

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil.

Option : Géotechnique

Thème :

**Etude de stabilité et confortement du
versant TIFRA sur le CW n°13**

Préparé par :

**M^{elle} BOUZIDI Thanina
M^{elle} IDJENANE Souhila**

Encadré par:

M^r BRARA Ali

Jury:

**M^r BENDADOUCHE
M^{me} GNOUNOU**

Année universitaire : 2014-2015

REMERCIEMENTS

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à :

➤ *Mr A.BRARA : (chargé de cours à l'université de Bejaia)*

Nous vous présentons nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

➤ *Les membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail.*

➤ *Nous exprimons nos reconnaissances à toute l'équipe du LMTPB de Bejaia.*

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mon cher père que je remercie assez
pour les sacrifices et encouragements qu'il a consentis pour moi
A mes chers frères Kamel, Djamel Amar, Lyses, Fawzi et Samir
A mes chères sœurs Soraya, Rekia et Katia qui ont toujours été là pour moi,
et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.
J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout
mon amour.*

A la mémoire de ma mère

A ma belle-mère Djohar et ma grande mère Yemma nounou

A mon fiancé ALI

A ma belle-sœur Rahima

A mes chères nièces Sendra, Mélina et Lina

A mes neveux Gaya, Dani, Abdou et Sami

A ma chère cousine sabrina

A toute ma famille

A mon binôme Thanina et sa famille

*A mes chères amies cilya, djejiga, Lila, Bahia et à mes copines de
chambre et tous mes amis pour leur soutien moral le long de ma formation.*

A tous ceux qui m'ont aidé de près et de loin

A toute la promotion Géotechnique

A vous tous

Souhila...

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux deux personnes que j'ai tant aimé : ma chère mère et mon cher père et que je remercie assez pour leurs amour, prières et les sacrifices et encouragements qu'ils ont consentis pour moi.

A mes très chers frères Amhamed, Jugurtha et Missipsa, à mes chères sœurs Djazia et Kahina qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A ma chère nièce Thiziri et mon cher neveu moumouh que j'aime le plus.

A toute ma famille

A mon binôme souhila et sa famille

A tous mes amies Lydia, Souad, Kahina, Khadidja et Yasmina pour leur soutien moral le long de ma formation.

A tous ceux qui m'ont aidé de près et de loin

A toute la promotion Géotechnique

A vous tous

Thanina...

Partie I : Recherche bibliographique

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain	2
I.1. Introduction.....	2
I.2. Les mouvements de terrain et les différents types de glissement.....	2
I.2.1. Les mouvements rapides et discontinus	2
I.2.2. Les mouvements lents et continus.....	3
I.3. Elément descriptifs d'un glissement de terrain	5
I.4. Forme de la surface de rupture	6
Chapitre II :Principales causes d'un glissement de terrain	7
II.1. Introduction	7
II.2. Nature des terrains constituant le versant	7
II.3. Les diverses formes d'action de l'eau	7
II.4. Les facteurs mécaniques externes.....	8
II.4.1.Pente de talus.....	8
II.4.2. Les séismes et vibrations	9
Chapitre III : Méthodologie de l'étude de glissement	10
III.1.Introduction	10
III.2.Repérage topographique d'une zone instable	10
III.2.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle.....	10
III.2.2. Repérage des éléments caractéristiques du glissement à grand échelle [4]	10
III.2.3. Chronologie des glissements et suivie de l'évolution d'une zone instable.....	11
III.3. Etude géologique et géomorphologique.....	11
III.4. Etude hydrologique et hydrogéologique du site	11
III.5. Etude géotechnique	11
III.5.1.Sondages et prélèvement d'échantillon.....	12
III.5.2.Sondages mécaniques.....	12
III.5.3. Les essais géotechniques.....	13
III.5.3.1. Les essais du laboratoire	13
III.5.3.2. Les essais in-situ.....	13
III.6.La prospection géophysique	13
III.7. Détection et surveillance des mouvements en surface et en profondeur	13
Chapitre IV :méthodes de calcul de la stabilité des pentes	15
IV.1. Introduction.....	15

TABLE DE MATIERE

IV.2. Détermination du facteur de sécurité	15
IV.3. Les différentes méthodes de calcul de stabilité	15
IV.3.1. Méthode globale	15
IV.3.2. Méthode des tranches.....	16
IV.3.2.1. Méthode de fellenius.....	17
IV.3.2.2. Méthodes de bishop	21
Chapitre V :méthodes de confortement des glissements de terrain	23
V.1. Introduction	23
V.3. Dispositifs de drainage	24
V.4. Introduction d'éléments résistants	26
V.5. Confortement et traitement complémentaire.....	28
Partie II: Etude pratique	
CHAPITRE I : Présentation du Site	30
I.1. Introduction.....	30
I.2. Le but de l'étude.....	30
I.3. Situation géographique et topographie	30
I.4. Description et nature du projet	31
I.5. Contexte géologique du site d'étude	31
I.6. Géomorphologie du site	32
I.7. Hydrologie et hydrogéologie du site	32
I.8. Climat de la région	33
I.9.sismicité de la region.....	33
I.10. Causes d'instabilité du versant	34
I.11.Les désordres causés aux batisses et les routes	36
Chapitre II : Etude géotechnique	38
II .1. Introduction	38
II.2.Essais in situ	38
II.2.1. Les sondages carottés	38
II.2.1.1. Les résultats des sondages carottés.....	38
II.2.2. Relevé piézométrique	40
II.2.3. Inclinomètre	41
II.2.4. Essais au pénétromètre dynamique.....	44
II.2.4.1. Interprétation des essais pénétrométriques.....	45
II .2.5. La prospection géophysique.....	46

TABLE DE MATIERE

II .2.5.1. Equipement mis en œuvre	46
II .2.5.2. Interprétation des essais sismique réfraction	48
II .2.6.Essai pressiométrique	51
II .2.6.1.Interpretation des résultats pressiométriques	52
II.3. Essais de laboratoire.	52
II.3.1. Classification des sols.....	54
II.3.1.1. Classification des sols grenus (plus de 50 %d'elements>0,08mm)	54
II.3.1.2 Classification des sols fins	55
II.3.2. Essais d'identification.....	55
II.3.2.1. L'analyse granulométrique.....	55
II.3.2.2. La teneur en eau	56
II.3.2.3. Poids volumique	56
II.3.2.4. Les Limite d'atterberg	57
II.3.3. Essais mécaniques.....	57
II.3.3.1. Essais de cisaillement	57
II.3.3.2. Essai œdométrique.....	57
II.3.4. Résultats des essais laboratoire	59
II.3.5 Interprétation des résultats des essais laboratoire.....	62
Chapitre III : Calcul de stabilité.....	68
III.1. Introduction.....	68
III.2. Le principe de la méthode des tranches de Fellinius.....	68
III.3. Application de la méthode des tranches sur les cas étudiés.....	70
III.4. Détermination du coefficient de sécurité avec TALREN	74
III.4.1. L'interface du logiciel Talren	74
III.4.2. Application au glissement étudié.....	74
III.4.3. Conclusion	81
Chapitre IV : Etude de confortement	82
IV.1. Introduction.....	82
IV.2.Renforcement des talus par des pieux	82
IV.2.1. Définition d'un pieu	82
IV.2.2. Principaux type de pieux.....	82
IV.3. Calcul de l'ouvrage (pieux forés sans refoulement	83
IV.3.1. Calcul de l'effort de clouage R_0 : (L'effort que doit reprendre le pieu).....	83
IV.3.2. Calcul de l'effort horizontal T_0	84

TABLE DE MATIERE

IV.4. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu	84
IV.5. Modélisation du problème avec confortement par le logiciel GEOSLOPE	87
IV.5.1. Présentation du logiciel.....	87
IV.5.2. Application au glissement étudié	88
IV.5.2.1. Modélisation des différents confortements proposés par le logiciel Geo-slope.....	88
IV.5.2.1.1. Rabattement de la nappe phréatique :	88
IV.5.2.1.2. Modélisation avec des pieux	90
IV.5.2.1.3. Ferrailage des pieux	91
IV.6. Conclusion	92
Conclusion générale	93

Liste des figures

Partie I : recherche bibliographique

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain

Figure I.1:Chute de bloc	3
Figure I.2: Glissement plan et rotationnel.	4
Figure I.3:Phénomène de tassement latéral	4
Figure I.4:ELements descriptifs d'un glissement de terrain	6

Chapitre IV : Méthodes de calcul de la stabilité des pentes

Figure IV.1 : Forces agissantes sur une tranche i , -décomposition complète.	16
Figure IV.2: Découpage en tranches d'un talus.	18
Figure IV.3: Forces agissantes sur la tranche n	19
Figure IV.4: Cercle profond.	20

Chapitre V: Méthodes de confortement des glissements de terrain

Figure V.5: Quelques types de terrassement.	24
Figure V.6: Eperons drainantes. [8]	25
Figure V.7 : Galerie drainante.	26
Figure V.8 : Micro pieux. [9]	28
Figure V.9 : Le reboisement	29

Partie II : Etude pratique

Chapitre I : Présentation du Site

Figure I.1: Localisation de la commune dans la wilaya de Béjaia.	30
Figure I.2 : Image satellitaire indiquant le site.	31
Figure I.3: Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000.	32
Figure I.4: Les zones de sismicité	34
Figure I.5: vue d'ensemble du site du glissement	35
Figure I.6 : source d'eau.	35
Figure I.7: Des apports en matériaux divers.....	36
Figure I.8 : Inclinaison des poteaux	36
Figure I.9 : Inclinaison des poteaux électriques.	36
Figure I.10 : Apparition de fissure dans les maisons avoisinantes.	37

Chapitre II : Etude géotechnique

Figure II.1: Réalisation d'un point de sondage carotté	40
Figure II.2:Relevé piézométrique (SC04).	40

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

Figure II.3 : Inclinomètre(SC02).....	44
Figure II.4 : Réalisation de l'essai pénétrométrique (PDL)	46
Figure II.5 : Equipement de mise en œuvre d'essai sismique réfraction.....	47
Figure II.6 : Les échantillons prélevés pour les essais du laboratoire (du sondage carotté SC03)	53
Figure II.7: Classification des sols fins Diagramme de plasticité.....	55
Chapitre III : Calcul de stabilité	
Figure III.1 : Découpage en tranches d'un talus.	68
Figure III.2: Le diagramme des forces agissant sur la tranche i.	69
Figure III.3: Détermination du cercle de glissement du profil 1-1.....	70
Figure III.4: Découpage en tranches du talus étudié (profil 1-1 avec nappe).	70
Figure III.5 : Détermination du cercle de glissement du profil 2-2.	72
Figure III.6 : Découpage en tranche du talus étudié (profil 2-2 avec nappe).	72
Figure III.7: Description générale du projet.	74
Figure III.8 : Définition de la géométrie.....	75
Figure III.9 : Définition des caractéristiques des sols.....	75
Figure III.10 : Définition de la situation.	76
Figure III.11: paramètres géotechniques des couches de sol.	76
Figure III.12: Profil 1-1.	77
Figure III.13: Modélisation du talus avec Talren (profil 1-1).	77
Figure III.14: Résultats détaillés du profil 1-1.	78
Figure III.15: paramètres géotechniques des couches de sol.	78
Figure III.16 : Profil 2-2.	79
Figure III.17 : Modélisation du talus avec Talren (profil 2-2).	79
Figure III.18: Résultats détaillés du profil 2-2.	80
Chapitre IV : Etude de confortement	
Figure IV.1: Présentation de l'effort de clouage.	83
Figure IV.2: Diagramme des moments.....	86
Figure IV.3 : Valeur des fonctions A^* , B^* , C^* et D^*	87
Figure IV.4 : Talus modélisé avant le rabattement de la nappe.	89
Figure IV.5 : Talus modélisé après rabattement de la nappe.	90
Figure IV.6: Talus modélisé par pieux sans rabattement de la nappe.	90
Figure IV.7: Talus modélisé par pieux avec rabattement de la nappe.	91
Figure IV.8: ferrailage du pieu.....	92

Liste des tableaux

Partie II : Etude pratique

Chapitre II : Etude géotechnique

Tableau II.1 : Déviation de données cumulative selon l'axe A (mm).	42
Tableau II.2 : Déviation de données cumulative selon l'axe B (mm).	43
Tableau II.3 : Résultats des essais pénétromètre dynamique.	45
Tableau II.4 : Récapitulatif des résultats du profil PS- 01.....	48
Tableau II.5 : Récapitulatif des résultats du profil PS- 02.....	48
Tableau II.6 : Récapitulatif des résultats du profil PS- 03.....	49
Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats du profil PS- 04.....	49
Tableau II.8 : Profil sismique PS-01-Vs.	49
Tableau II.9 :Profil sismique PS-02-Vs.	50
Tableau II.10 : Profil sismique PS-03-Vs.....	50
Tableau II.11 : Profil sismiquePS-04-Vs.....	50
Tableau II.12 :Résultats de l'essai pressiométrique	52
Tableau II.13 : Classification des sols grenus	54
Tableau II.14 : Classification du sol selon C_c	58
Tableau II.15 : Résultats des essais au laboratoire SC 01.	59
Tableau II.16 :Résultats des essais au laboratoire SC 02 et SC 03.	60
Tableau II.17 :Résultats des essais au laboratoire SC 04.	61
Tableau II.18 résultats des essais au laboratoire SC 05.	62
Tableau II.19 :Résultats des analyses chimique.	62
Tableau II.20 : Résultats de la résistance à la compression simple.	64
Tableau II.21 : La classification du sol analysé.	65
Tableau II.22 : Classification de l'analyse chimique	66
Chapitre III : Calcul de stabilité	
Tableau III.1 : Résultats du premier cas.	71
Tableau III.2 : Résultats du deuxième cas.	73
Tableau III.3 : Résultats obtenus pour les trois méthodes.	78
Tableau III.4 : résultats obtenus pour les trois méthodes.	80
Chapitre IV : Etude de confortement	
Tableau IV.1 : Facteur rhéologique α pour divers types de sols [2].....	84

LISTES DES FIGURES ET TABLEAUX

Tableau IV.2: Variations des moments en fonction de la profondeur.	86
Tableau IV.3: Les données et les résultats du logiciel.	88
Tableau IV.4: Les paramètres géotechnique de chaque couche.	88
Tableau IV.5: Les coordonnées de la nappe.	88

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels, leur diversité et leur fréquence provoquent des dommages importants aux ouvrages et aux constructions avec un impact économique très sensible et causent parfois des pertes de vies humaines.

Leur apparition et leur développement sont conditionnés par des paramètres naturels et/ou anthropiques (topographie, géologie, hydrogéologie, hydrologie, érosion de berge et séisme).

Le plus grand nombre d'évènements sont provoqués par les phénomènes météorologiques ou sous l'action de l'homme tel que les travaux de terrassements ou de déforestations.

Les masses de terrain comprises sont très variables, elles dépendent de la profondeur du champ de glissement allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur, ainsi l'extension du glissement peut varier de simple glissement de talus très localisés, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble d'un versant.

Les études de stabilité sont effectuées sur les terrains de glissement afin de pouvoir choisir la méthode de confortement la plus adéquate.

Notre travail de mémoire de fin d'étude s'inscrit dans une optique de l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain survenu sur le CW 13 dans la commune de Tifra wilaya de Bejaia.

Ce travail est divisé en deux parties, la première présente une recherche bibliographique sur les glissements de terrain dans laquelle on évoquera les différents types de glissement, les causes et la méthodologie de calcul, les méthodes de calcul et de vérification de stabilité ainsi que les différentes méthodes de confortement.

La deuxième partie est consacrée à la présentation du site, sa géologie et la reconnaissance géotechnique. Ainsi que l'analyse du glissement effectuée par un calcul manuel des surfaces de ruptures et de leurs coefficients de sécurité avec la méthode des tranches de Fellinius, et la vérification des résultats par le logiciel Talren. En dernier on proposera un système de confortement adéquat ainsi que sa vérification par le logiciel GeoSlope.

*Partie I :Recherche
bibliographique*

Chapitre I: Généralités sur les mouvements de terrain

I.1. Introduction

Le glissement de terrain est parmi les phénomènes naturels permanents les plus dangereux qu'on rencontre dans tous les pays du monde; l'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel formé au fil du temps peut subitement subir des ruptures, des déformations et d'autres dommages nuisibles pour l'être humain.

C'est pour cela qu'il faut prendre compte de ces phénomènes et des dangers qu'ils peuvent engendrer, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables et de suivre les meilleures solutions de protection ou de traitement afin de limiter les dégâts.

I.2. Les mouvements de terrain et les différents types de glissement

Les mouvements de terrain sont des déplacements de masse de terrain déstabilisés par des sollicitations naturelles ou artificielles. Ils existent sous plusieurs formes, très différentes les unes des autres ce qui laisse une très grande variété de phénomènes naturels.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

I.2.1. Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent d'une manière brutale et soudaine, ce qui entraîne des pertes en vies humaines. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. [1]

- a) **Les effondrements** : se manifestent par des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles, avec ouverture d'excavations grossièrement cylindriques.
- b) **Les écoulements rocheux et chutes de blocs** : ces phénomènes sont rapides et brutaux et ils affectent des roches rigides et fracturées.
- c) **les coulées de boue** : se développent sur des matériaux fins comme les silts les argiles ainsi que le sable, elles se produisent généralement sur les pentes instables essentiellement les montagnes avec afflux d'eau ou par un remaniement des sols à la fonte des neiges, dans ce cas les matières glissées se comportent comme un liquide. [2]

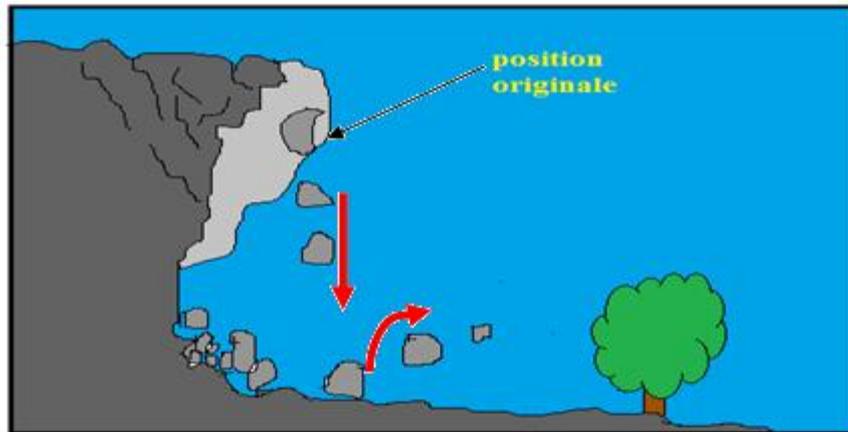


Figure I.1: Chute de bloc.

I.2.2. Les mouvements lents et continus

Dans ce cas on n'observe pas de rupture après la déformation du terrain, généralement ils ne provoquent pas de pertes humaines mais peuvent engendrer de grandes pertes économiques. Ils regroupent glissement, affaissement, tassements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

- **Les glissements** : sont des mouvements de masse de terrains meubles ou rocheux, occasionnés par une insuffisance de résistance au cisaillement sur une ou plusieurs surfaces de ruptures généralement courbe ou plane, ils affectent les couches superficielles du sol comme ils peuvent atteindre des dizaines de mètres de profondeurs. Alors des volumes de terrains considérables sont mis en jeu qui varient de quelques mètres cubes jusqu'à plusieurs millions de mètres cubes.

On distingue les différents types de glissement par leur vitesse et leur forme.

- ❖ **La vitesse**: La vitesse moyenne de mouvement des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement stabilisé, très lent, et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif, et on distingue avec les glissements permanents des glissements spontanés.
- ❖ **La forme** : on distingue de grands types de glissement, les mouvements rotationnels et les mouvements translationnels. [2]

1. Glissement plan ou translationnel : il correspond à un mouvement de masse qui s'évoque le long d'une surface plane de faible résistance mécanique ou d'une discontinuité lithologique ou structurale, généralement on rencontre ce type de glissement quand la surface de rupture potentielle est d'une très grande longueur par rapport à l'épaisseur du terrain. Ou bien la masse du terrain repose sur un substratum.

2. Glissement circulaire ou rotationnel : la surface de rupture présente une concavité orientée vers le haut, ce qui laisse la masse se déplacer le long de cette surface circulaire. En général ils sont de

volume limité et se produisent dans les terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux et ne provoquent qu'un faible remaniement du matériel glissé.

On distingue deux catégories de glissement rotationnel :

- ❖ **Glissement rotationnel simple** : c'est un des types les plus fréquents car la surface de rupture a une forme simple qui peut être assimilée à un cylindre. Il comprend un entête 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.
- ❖ **Glissement rotationnel complexe** : après un premier glissement dans la base de la pente, les terres situées au-dessus perdent la butée alors des glissements successifs remontant vers l'amont sont créés.

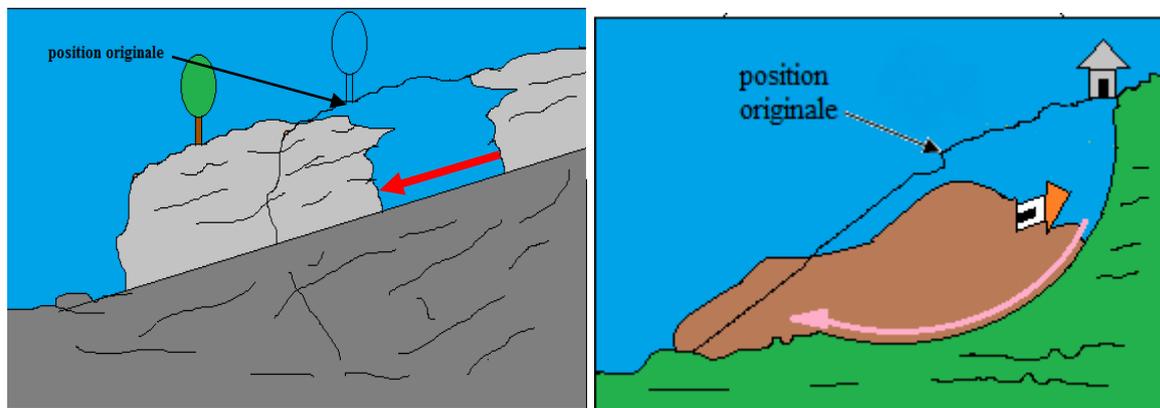


Figure I.2: Glissement plan et rotationnel.

- **Les affaissements** : sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues à la progression d'un fléchissement lent du sol, sans l'apparition de rupture. L'affaissement et l'effondrement sont liés à la présence de cavités souterraines d'origine naturelle (phénomène de dissolution ou de suffusion de la roche par l'eau) ou anthropique (exploitation souterraine).
- **Les tassements** : sont liés à la diminution du volume de certains sols très compressibles sous l'effet de charge, d'assèchement ou de consolidation, comme les vases et les tourbes.



Figure I.3: Phénomène de tassement latéral.

- **Les gonflements ou les retraits** : ils sont définis comme étant des mouvements de terrain différentiels de petite amplitude, provoqués par les variations de volume de certains sols comme l'argile lorsque la teneur en eau se modifie. Ils se manifestent durant une période de sécheresse prolongée alors la surface superficielle du sol comprise est soumise à l'évaporation et là un retrait apparait verticalement par un tassement et horizontalement par ouverture de fissures. La nature du sol ainsi que des défauts de fondation, une modification de l'imperméabilisation du sol, un drainage périphérique, des pompages dans un puit voisin sont parmi les facteurs principaux favorisant ce type de mouvement de terrain.
- **Le fluage** : ce phénomène correspond à de lents mouvements dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique.
- **La solifluxion** : ce phénomène est un mouvement lent qui affecte des terrains superficiels meubles de très faibles pentes mais il n'affecte que de faibles épaisseurs.

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

Les différents éléments descriptifs d'un glissement de terrain sont définis comme suit :

- **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieur et prolongé en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne** : zone située au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affecté par les désordres, seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans cette zone.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément, la partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : cicatrice semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale, le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (ou pouce)** : zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoin d'efforts de compressions pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de rupture ou de glissement** : c'est la surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.

- **Corps** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.
- **Fissures ou crevasses** : rupture au sein du matériau, elle se manifeste par des fentes d'importance et de formes diverses suivent leur disposition.

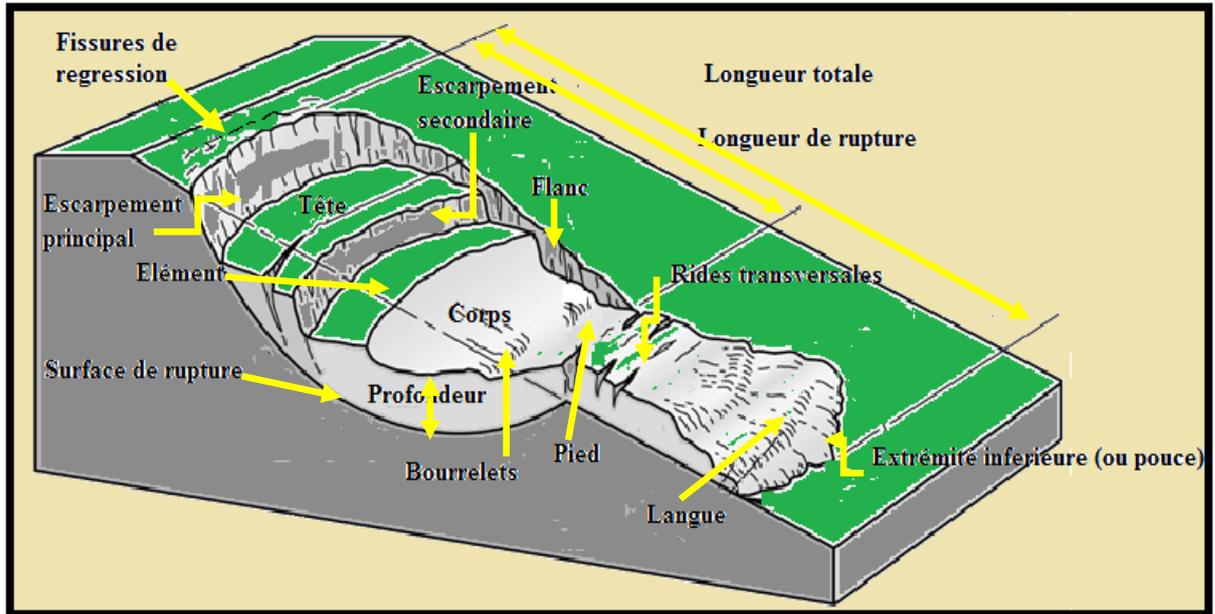


Figure I.4:Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.

I.4. Forme de la surface de rupture

Les caractéristiques du matériau définissent en général les formes des surfaces de rupture lors d'un glissement de terrain, dans les terrains rocheux ces surfaces sont liées aux surfaces de discontinuités, et dans les terrains plus meubles et homogènes elles sont sous forme de cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions.

En revanche elles sont sous forme de combinaison de surfaces circulaires et planaires dans les terrains hétérogènes.

Dans la plupart du temps, la surface de rupture passe par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus fiables. [3]

Chapitre II: Principales causes d'un glissement de terrain

II.1. Introduction

Un glissement de terrain a rarement une cause unique, le plus souvent c'est l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent un glissement, si l'un de ces facteurs intervient seul, il ne produira en général rien.

II.2. Nature des terrains constituant le versant

Certains terrains sont vulnérable au glissement par leur propre nature ou bien sont disposés au glissement, il s'agit :

- ❖ Des terrains à granulométries fines (silts, limons).
- ❖ Des argiles, surtout celles constituées montmorillonite.
- ❖ Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, où ils peuvent être disposés entre deux couches compactes. Toute fois dans les milieux pulvérulents grossiers.
- ❖ La perte de résistance par remaniement du aux mouvements des sols rencontré dans les versant naturels joue un rôle très importants dans les glissements de terrains, cette perte augmente avec l'augmentation de l'apport d'eau dans la masse remaniée.

II.3. Les diverses formes d'action de l'eau

L'eau joue un rôle central dans le processus d'un glissement. Elle exerce sur les sols une influence particulière.

a) Action rhéologique de l'eau

- ❖ Une réduction de résistance au cisaillement des milieux.
- ❖ Une réduction de la caractéristique mécanique.
- ❖ la limite de plasticité, qui désigne la teneur en eau à partir de laquelle une masse solide adopte une consistance comparable à celle d'une pâte et se déforme.
- ❖ la limite de liquidité, qui est le pourcentage d'eau au-delà duquel la masse se liquéfie et coule.
- ❖ modification de la structure de certaines argiles par action électrolytique provoquée par une eau.

b) Effets de la pression interstitielle

La pression interstitielle peut trouver son origine :

- ❖ dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable.
- ❖ dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain
- ❖ dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration, séisme)

c) Pression de courant :

La pression de courant n'existe que si l'eau interstitielle est en mouvement. Des grains solides sont transportés par les particules liquides en mouvement

II.4. Les facteurs mécaniques externes**II.4.1. Pente de talus :**

La pente d'un talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité on remarque que suivant une forte pente, les instabilités sont plus importantes que à faible pente.

Pour les versant argileux, la notion « pente d'équilibre naturelle » n'a pas de sens puisqu'elle dépend essentiellement de la teneur en eau du milieu, or cette teneur en eau varie indéfiniment en fonction notamment des cycles pluviométrique.

-Suppression de la butée de pied d'un versant**❖ Par terrassement**

Cette action mécanique a des conséquences défavorables sur la stabilité des talus lorsqu'elle n'est pas bien faite. On sait que la pente d'un versant représente un paramètre qui conditionne sa stabilité et qu'il existe une pente limite, au-delà de laquelle la rupture apparaît, parfois les travaux de terrassement changent la pente naturelle en dépassant cet angle limite (modification de la géométrie). La conséquence directe est que ce talus subit un déplacement.

Les terrassements par suppression la butée de pied d'un versant, réduisent les moments stabilisateurs et ainsi le coefficient de sécurité qui engendre une instabilité.

❖ par affouillement ou érosion régressive

Il arrive qu'en période de crue, dans les vallées, la rivière affouille ses berges dans les boucle concaves, cette affouillement entraîne une suppression de la butée de pied ; elle est à l'origine de glissement de grands ampleurs dans les régions montagneuse. Les terres qui glissent étant au fur et à mesure évacuées par les eaux.

Le processus n'a aucune raison de s'arrêter. Par ailleurs les fortes pluies qui sont à l'origine d'une crue, détrempe également les terrains du site lui-même et donc les rendent au même temps plus vulnérables à l'instabilité.

-Implantation de Surcharge sur un versant

Cette surcharge peut être un remblai, un immeuble, un mur de soutènement, une décharge, etc. qui se trouve en tête ou à mi-pente d'un versant. L'augmentation de la charge et du moment moteur crée une diminution du coefficient de sécurité qui est favorable à l'apparition d'une rupture rationnelle.

-Déboisement

Le déboisement d'un versant est une action défavorable pour les mouvements de pentes, parce qu'il désorganise le terrain en profondeur et favorise la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- ❖ L'ancrage par racine.
- ❖ Le drainage par évapotranspiration.
- ❖ La rétention des eaux de pluie.
- ❖ La protection contre l'érosion.

II.4.2. Les séismes et vibrations

Les séismes peuvent provoquer des glissements de terrain par modification des conditions de l'équilibre géotechnique. Ainsi un versant stable en situation statique peut se trouver en déséquilibre sous sollicitation dynamique.

Sous l'effet des secousses sismiques, tout ce qui se trouve en situation d'instabilité sur les versants glisse vers l'aval : la terre, les roches, et les bâtiments sur les sols instables.

Lorsqu'on recherche les causes d'un mouvement de terrain, il est toujours nécessaire de vérifier l'état de la sismicité régionale au regard de la chronologie de l'accident .également l'intervention éventuelle de vibration d'autre origine : machine vibrante, engin de terrassement, battage de pieux, passage d'un train, etc.

Chapitre III: Méthodologie de l'étude de glissement

III.1.Introduction

Pour déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité on suit plusieurs étapes qui constituent plusieurs phases, la première est celle de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques. Et la deuxième concerne l'analyse de stabilité qui permet d'expliquer les glissements ou de quantifier un degré de stabilité, la troisième phase qui est la dernière consiste à définir le principe d'un confortement et d'analyser son efficacité.

III.2.Repérage topographique d'une zone instable

III.2.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

Les cartes topographiques à petite échelle disponible sont insuffisantes pour repérer un accident de terrain localisé. Il convient donc d'entreprendre le levé topographique qui se fait à grande échelle directement sur la zone concernée par le glissement. Il contient un grand nombre d'informations pertinentes pour l'identification des dangers sous forme de symboles, de signes et d'autres éléments graphiques.

Ce levé, nous permet de tracer le profil en travers du site, de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico-chimiques pris en compte pour l'évaluation de l'instabilité du site et d'en tirer un plan en courbes de niveau.

III.2.2. Repérage des éléments caractéristiques d'un glissement à grand échelle [4]

Les traits auxquels on doit porter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- ❖ Les arbres, verticaux ou inclinés, droits ou tordus constituent les repères les plus courants et souvent les seuls en zone non urbanisée.
- ❖ Les poteaux électriques ou téléphoniques, verticaux ou inclinés permettent certaines datations du glissement.
- ❖ Les murs de constructions, ou de soutènement, fournissent par l'observation des divers, des ventres, des fissures, de bons repères.
- ❖ Les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement récent et actif.
- ❖ L'existence d'une faille, d'un pli ... etc.

III.2.3. Chronologie des glissements et suivie de l'évolution d'une zone instable

L'histoire d'une zone instable est intéressante à reconstituer, elle permet souvent de faire apparaître une succession d'unités glissées d'âges différents et de mieux comprendre les causes profondes de la pathologie du glissement.

III.3. Etude géologique et géomorphologique

L'étude géologique permet de préciser la nature des terrains et leur structure, elle permet de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement à partir de la réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de la plus grande pente.

Les éléments tectoniques qui doivent être définis sont le pendage des couches en place (stratification ou schistosité) et la fissuration (failles, diaclases) qui affecte ces couches. Ce n'est qu'après qu'on procède à l'exécution de sondage et d'autres investigations profondes et approfondies, implantation des sondages et essai géotechniques.

Pour préciser les relations existantes entre les glissements récents et les plus anciens, l'étude géologique doit être complétée par une étude géomorphologique faite à partir de photographie aérienne et d'observation sur le terrain. Il est nécessaire de reconstituer, même sommairement l'histoire géologique de période au cours de laquelle ont été constitués les reliefs actuels et mis sur place des formations superficielles.

III.4. Etude hydrologique et hydrogéologique du site

L'étude hydrologique et hydrogéologique représente un complément indispensable de l'étude géologique en tenant compte du rôle joué par l'eau.

Pour l'étude hydrologique il faut avoir une idée sur la pluviométrie de la région, et sur l'irrigation du bassin versant, après constaté le débit d'eau sur la surface et son cheminement préférentiellement. Pour l'étude hydrogéologique, il faut avoir une idée sur les nappes souterraines, elle a comme but de mettre en évidence les problèmes posés par la présence de l'eau et de fournir les éléments nécessaires pour leurs solutions. Elle conduit à localiser le niveau d'aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existant, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer.

III.5. Etude géotechnique

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécaniques d'un sol à partir des essais in-situ et/ou laboratoire.

III.5.1.Sondages et prélèvement d'échantillon

Après une étude géologique le nombre des sondages et leur implantation seront décidés et leur nature dépend du but à atteindre, car les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remanés suffisant pour l'identification à des pics beaucoup faibles que les sondages carottés nécessaire pour la détermination des paramètres mécaniques, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone instable.

Pour la mesure des propriétés physico-chimiques du sol le prélèvement d'échantillon se fait à la tarière et/au carottier pour mesurer les caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols. Cependant les modifications des contraintes initiales au moment de prélèvement des sols en place peuvent introduire une certaine destruction des carottes et on peut penser que pour certains sols (en particulier des sols faiblement sur consolidés) même les meilleures conditions de prélèvements entraîne un certain remaniement.

III.5.2.Sondages mécaniques

Les sondages mécaniques (les sondages carottés, essai préssiométrique, essai de pénétration dynamique et statique), donne beaucoup de renseignement sur le sous-sol. Ils fournissent une coupe lithologie précise des terrains rencontrés. Ils doivent être implantés après une étude géologique approfondie et une campagne géophysique [5]

Ils sont également très utiles pour :

- Fournir une définition géologique précise du site étudié
- Confirmer l'épaisseur des formations rencontrées
- Définir la géométrie de la masse en mouvement
- Localiser la position de la surface de rupture
- Repérer le niveau piézométrique des nappes rencontrées
- Mesurer les caractéristiques physiques et mécaniques des formations du site concerné par des essais géotechniques en laboratoire
- Installation des inclinomètres pour la surveillance de l'évolution du mouvement du terrain

L'espacement a adopté entre les sondages est donné par l'hétérogénéité du site et par l'importance du projet lui-même. Certains sondages doivent être implantés à l'intérieur de la zone instable et d'autre à sa périphérie.

La langueur et l'orientation des forages doivent être choisis de façon a permettre de traverser la surface de rupture et d'arriver au substratum stable. [2]

III.5.3. Les essais géotechniques

Ces essais sont effectués pour déterminer les paramètres géotechniques, afin de caractériser les terrains constituant la zone instable sous l'angle mécanique, et plus précisément la zone de faiblesse au droit de laquelle passe la rupture. On réalise pour cela :

III.5.3.1. Les essais du laboratoire

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, les essais de laboratoire permettent de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques suivantes :

- Identification granulométrique qui permet de déterminer la dimension des constituants de l'échantillon et leur proportion.
- La teneur en eau naturelle, degré de saturation,
- Détermination des limites d'Atterberg ou la valeur de bleu de méthylène sur un sol, qui permet de caractériser sa consistance et l'argilosité des sols.
- Déterminations des paramètres de cisaillement d'un sol : angle de frottement(ϕ) et cohésion (c).
- Mesure de la pression interstitielle.
- Densité.

III.5.3.2. Les essais in-situ

Les essais in-situ sont particulièrement adaptés aux sols hétérogènes, ils sont relativement onéreux et d'exécution rapide.

La mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse instable, de bloc dur répartie de façon anarchique, qui stoppent l'avancement des outils, ceci concerne plus particulièrement le pénétromètre, même lourd et le scissomètre

III.6. La prospection géophysique

Dans certains cas, elle fournit un moyen d'investigation intensif et économique. Elle est confirmée par des sondages et essais géotechniques.

III.7. Détection et surveillance des mouvements en surface et en profondeur

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

❖ 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.

❖ En profondeur

Le meilleur moyen de détecter la profondeur de la ligne de rupture consiste à sceller un tube déformable dans un forage et en suivre les déformations au cour 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 la stabilité des pentes

IV.1. Introduction

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement d'une masse de terrain plus ou moins brutale sous l'action de la pesanteur et se résume à une étude de stabilité des pentes. Cette étude se base sur des notions principales qui sont les méthodes de calculs sous forme d'hypothèses simplistes qui nous permettent d'avoir une meilleure compréhension du problème étudié.

IV.2. Détermination du facteur de sécurité

On reconnaît le coefficient de sécurité d'un talus par la définition d'un cercle qui nous donne la valeur minimal de F , la rupture se produit au long de la surface de glissement.

$$F_s = \frac{\text{Force résistante}}{\text{Force motrice}}$$

Dans les études de la stabilité des pentes, on considère que :

- ❖ Si $F_s < 1$: les terrains sont instables (présence d'un glissement) ;
- ❖ Si $F_s > 1$: les terrains sont stables (pas de glissement) ;
- ❖ Si $F_s = 1$ les terrains sont en état d'équilibre.

Mais dans le cas des ouvrages importants ou la stabilité doit être assurée à tout prix, les recommandations exigent une valeur de facteur de sécurité minimal généralement de 1.4 à 1.5.

IV.3. Les différentes méthodes de calculs de stabilité

La différenciation des méthodes de calculs est faite 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. Ces méthodes sont dites d'équilibre limite, classées en deux catégories : les méthodes globales et les méthodes des tranches.

IV.3.1. Méthode globale

Dans cette méthode, on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les vérifier au niveau de chaque tranche, le calcul global peut être effectué dans le cas :

- ❖ D'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ, φ, c 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.3.2. Méthode des tranches

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle. Le mode de division et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires; leur choix tient toutefois compte des données géométriques, géologiques et géotechniques.[6]

On cite deux méthodes : - méthodes suédoise du cercle (Fellenius)

-méthodes de Bishop

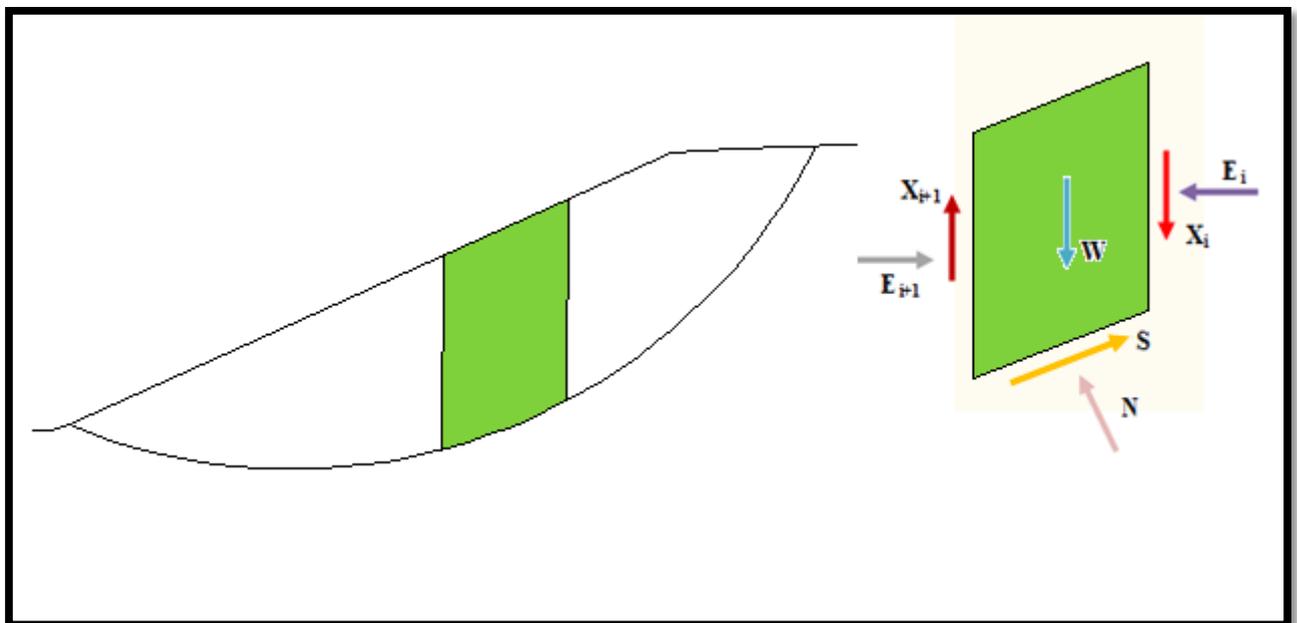


Figure IV.1 : Forces agissantes sur une tranche i , -décomposition complète.

W - Poids de la tranche

E - Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

X -Force d'inter tranche verticale de cisaillement entre les tranches

N - Force normal sur le fond de la tranche

S - Force de cisaillement sur le fond de la tranche

Excepté le poids de la tranche, toutes ces forces sont inconnues et doivent être calculées de tels sorts qu'elles satisfassent l'équilibre statique.

La force de cisaillement S sur le fond de la tranche n'est pas considérée directement comme inconnue dans les équations d'équilibre. Cette force est exprimée en termes d'autres quantités

connues et inconnues, comme suit : S sur la base d'une tranche est égale à l'effort de cisaillement τ , multiplié par la longueur de la base de la tranche Δl .

D'où :

$$S = \tau * \Delta l$$

$$F_s = \frac{C' \Delta l}{F_s} + \frac{(N - u \Delta l) \tan \varphi}{F_s}$$

Les diverses méthodes d'équilibre limite emploient différentes hypothèses pour faire le nombre d'équations égales au nombre d'inconnus. Elles diffèrent également en ce qui concerne les hypothèses de calcul dans les équations d'équilibres. Par exemple, la méthode ordinaire des tranches, la méthode de Bishop simplifiée, et la méthode suédoise modifiée simplifiée les conditions contraintes ou hypothèses, dans les équations d'équilibres statiques. Les méthodes telles que, Morgenstern-Price et Spencer exigent plus de contraintes- hypothèse dans les équations d'équilibres statiques.

Des limitations communes aux méthodes d'équilibre limite sont définies comme suit :

1. On suppose que le facteur de sécurité est constant le long de la surface de glissement.
2. Les caractéristiques de contrainte déformation ne sont pas explicitement prises en considération.
3. la distribution initiale des efforts le long de la surface de glissement n'est pas explicitement considérée.
4. les forces normales négatives peuvent être calculées le long de la base des tranches dans certaines conditions.
5. le processus de calcul est itératif, dans certaines situations la convergence est difficile.

IV.3.2.1. Méthode de fellenius

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes : la cohésion c_i , l'angle de frottement φ_i , poids volumique du sol γ_i , (fig IV.2). La stabilité est étudiée en considérant le problème plan, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

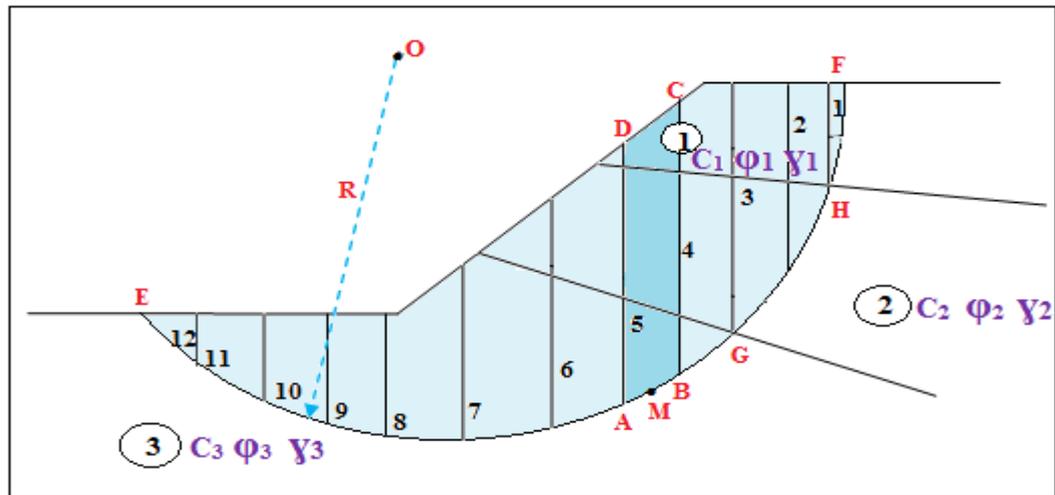


Figure IV.2: Découpage en tranches d'un talus.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R (voir figure IV.2) pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol intéressé (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux comme suit :

- ❖ il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points G et H sur la figure IV.2) corresponde 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 tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

Étudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche « $ABCD$ » affectée de l'indice n (figure IV.2 varie de 1 à 12).

Les forces agissantes sur cette tranche (figure IV.3) 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'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments des forces R_n , H_n , H_{n+1} et V_n , V_{n+1} .

La surface de rupture étant limitée par les points **E** et **F** (figure IV.2).

❖ Le coefficient de sécurité global F_s est défini par l'équation suivante :

$$F_s = \frac{\sum_E F \text{ des moments résistants maximums}}{\sum_E F \text{ des moments moteurs}}$$

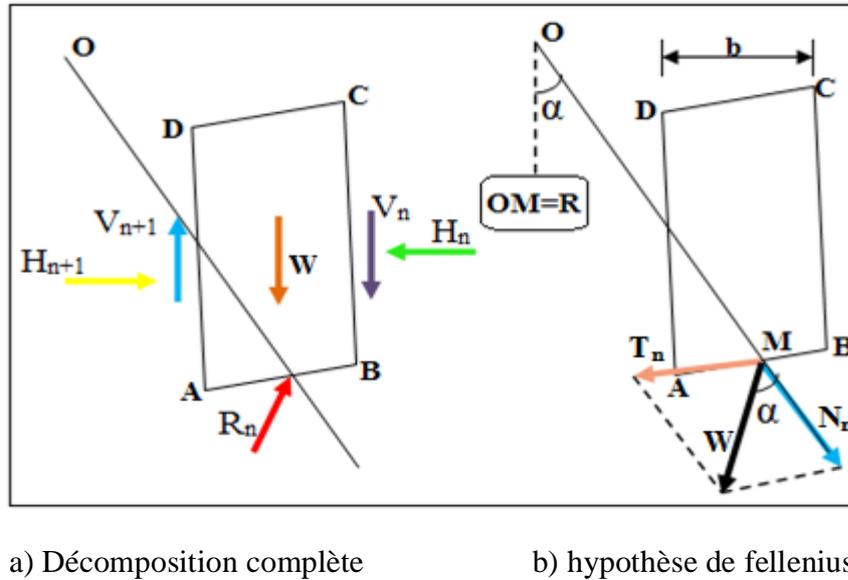


Figure IV.3: Forces agissantes sur la tranche n.

Considérons la somme des moments pour l'arc EF , sachant que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche $n - 1$, le moment des forces $-V$, et $-H_n$ s'oppose à celui de V_n et H_n et pour la tranche $n + 1$, le moment des forces $-V_{n+1}$ et $-H_{n+1}$ et 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 agissante sur l'arc AB (figure IV.3b) est le poids W , à l'exception des forces internes. Dans ce cas : $W = -R_n$.

Décomposons le poids W de la tranche n en une force N_n normale à AB et une force T_n tangentielle à AB .

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit $(R_n) = c_i * AB + N_n * \tan \varphi_i$

La somme des moments pour toutes les tranches est : $\sum_{n=1}^{n=m} R * (C_i * AB + N_n * \tan \varphi_i)$

Avec N : nombre total de tranches.

C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB .

Par ailleurs, le moment moteur est dû à $T_n \times R$

D'où

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (C_i * AB + N_n * \tan\varphi)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} \quad (1)$$

Remarque :

1. Si le sol est homogène $c=cte$ et $\varphi =cte$ la formule (1) devient (2)

$$F_s = \frac{C * L + \tan\varphi \sum N_n}{\sum T_n} \quad (2)$$

2. Lorsque les cercles sont profonds, c'est-à-dire lorsque la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le côté aval (fig IV.4), le massif de sol situé ou côté 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.

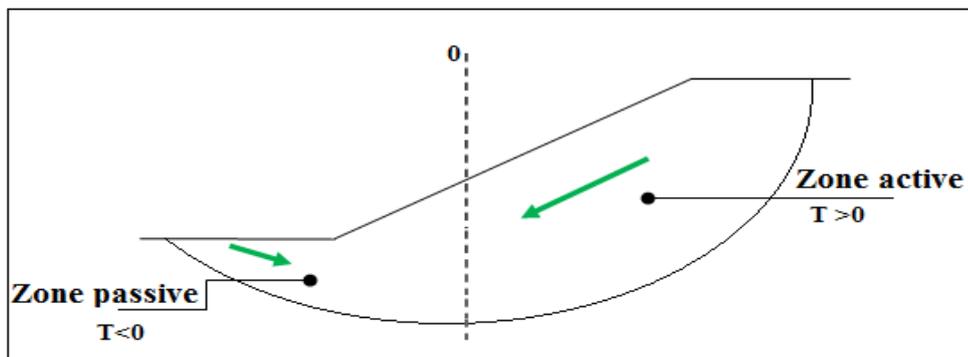


Figure IV.4: Cercle profond.

3. Affectons les caractéristiques mécaniques c_i et $\tan\varphi$ de chaque couche du coefficient de sécurité minimal recherché F_{sa} :

$$C_i^* = \frac{C_i}{F_{sa}} \quad \tan\varphi^* = \frac{\tan\varphi}{F_{sa}}$$

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

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (C_i^* * AB + N_n * \tan\varphi_i^*)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} > 1 \quad (1a)$$

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

4. Avec les notations définies sur la figure IV.3b, la formule (1) peut s'écrire :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (C_i \frac{b}{\cos\theta} + w \cos\alpha \tan\varphi)}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin\alpha} \quad (1b)$$

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

- ❖ b la longueur des tranches
- ❖ α l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec le vertical.
- ❖ La hauteur des tranches pour le calcul du poids w

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

IV.3.2.2. Méthodes de bishop

a) Méthode détaillée

Les composantes $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (fig IV.3) et influencent la réaction R_n .

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

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

$$F_S = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin\alpha} * \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[w + (V_n - V_{n-1}) - U_n * b] \tan\varphi'_i + C'_i * b}{\cos\alpha + \sin\alpha * \frac{\tan\varphi'_i}{F_S}} \quad (3)$$

Pour déterminer F_S , il faut :

- ❖ procéder par itérations successives, puisque F , figure aux deux membres de l'équation.
- ❖ définir $V_n - V_{n+1}$. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

b) Méthode simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée.

L'équation (3) devient alors :

$$F = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} * \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(w - U_{n*b}) \tan \varphi'_i * b}{\cos \alpha + \sin \alpha * \frac{\tan \varphi'_i}{F_S}} \quad (4)$$

Tous les termes sont connus et F_S est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. Le résultat est rapidement convergent. Évidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur.

Chapitre V: méthodes de confortement des glissements de terrain

V.1. Introduction

Le principal but de l'étude d'un glissement de terrain est de définir des solutions confortatives, le résultat des calculs de stabilité nous permet de classer ces solutions par ordres d'efficacité et de faire un choix sur la base de ce classement et bien entendu, des considérations économiques (quand il existe plusieurs solutions de confortement). [7]

Le choix du confortement est aussi influencé par l'accessibilité du site, la période de l'année choisie pour la réalisation des travaux, la cinématique du glissement, les conditions de sécurité vis-à-vis l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux et la gravité du phénomène nécessite l'urgence des travaux en un délai convenable et l'entretien du système de confortement choisis.

V.2. Les terrassements

Le terrassement est le moyen d'action le plus naturel puisque les conditions de stabilité sont liées à la pente du terrain. On distingue plusieurs méthodes de stabilisation par terrassement.

- a) **Remblai de pied :** est un moyen simple et efficace pour la stabilisation d'un glissement de terrain. Il consiste à retenir le talus par un massif de volume suffisant pour compenser les efforts moteurs par la réalisation d'un ouvrage appelé banquette, berme ou butée.
- b) **Allègement en tête :** cette méthode consiste à terrasser la partie supérieure du talus afin de réduire les forces de poussées et comme on peut replacer le matériau terrassé par un matériau léger, par conséquent le coefficient de sécurité augmente donc la stabilité est améliorée.
- c) **Purge et reprofilage :**
 - ❖ Purge : cette solution consiste à évacuer la masse glissée, dans certain cas on peut purger l'ensemble de la masse à condition que la surface mise à nu soit stable. On l'utilise Généralement pour les glissements de taille modeste.
 - ❖ Reprofilage : comme les conditions de stabilité sont directement liées à la pente du talus, alors on peut simplement augmenter la sécurité par la réalisation d'un talutage qui consiste à adoucir la pente du talus, et cela par déblai de haut en bas ou par déblai en haut et remblai en bas. [8]
- d) **Substitution:** cette solution consiste à éliminer toute la masse glissée en la remplaçant par un matériau de qualité et cela permet de reconstituer le talus initial. Il est nécessaire de prendre quelques précautions pendant ce traitement comme : [2]
 - ❖ Etre bien certain du volume concerné par le glissement.
 - ❖ Assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport et un bon drainage.

- ❖ S'assurer que les travaux ne présentent pas de phase dangereuse et qu'on ne risque pas provoquer d'autre mouvement plus en amont.

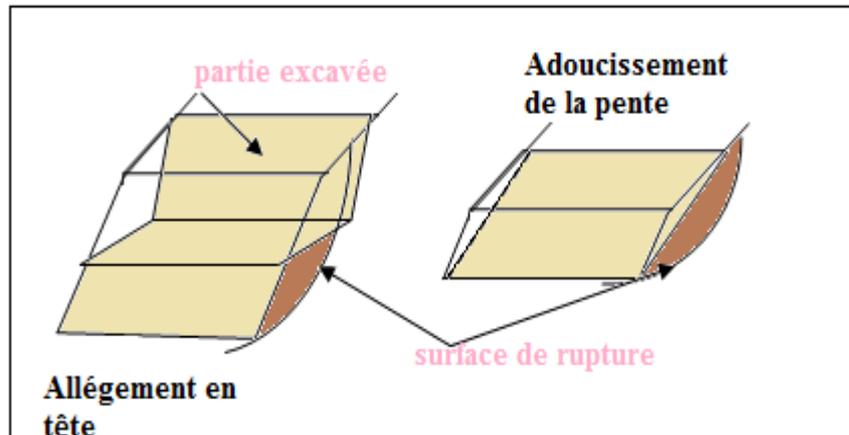


Figure V.5: Quelques types de terrassement.

V.3. Dispositifs de drainage

Dans la majorité des cas de glissement, l'eau est le principal moteur déterminant. Et dans le but de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci est présente des techniques de drainage sont envisageables. Dans ce cas l'efficacité d'un dispositif de drainage doit être assurée.

On distingue :

- Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux.
- Les tranchées drainantes.
- Les drains subhorizontaux.
- Les masques et les éperons drainants.
- Les drains verticaux et les galeries drainantes.

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation.

a) **Collecte et canalisation des eaux de surface :** son objectif est de réduire les infiltrations dans le massif en mouvement, ces eaux proviennent de zones de sources, d'un bassin de stockage des eaux de ruissellement ou d'un défaut d'étanchéité qui les laissent s'infiltrer par les fissures donc instabilité du site. Alors on réalise des fossés, des descentes d'eau, des caniveaux ainsi que l'étanchéification des fissures de surfaces

b) **Tranchées drainantes :** sont des ouvrages souvent utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles,...). le choix de

l'implantation de la profondeur et de l'espacement des tranchées, dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

c) **Drains subhorizontaux** : une masse de terrain peu perméable devient instable par la présence d'une ou plusieurs nappes d'eau. Cette technique consiste à réaliser des tubes généralement en PVC de petits diamètres (44 à 118 mm) légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain, elle est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels donc elle permet de diminuer les pressions interstitielles et décharge les aquifères localisés.

d) **Masques et éperons drainants** : les masques drainants sont des ouvrages faits en matériaux granulaires grossiers et ils sont mis en place en parement d'un talus ; ils annulent la pression interstitielle dans la partie correspondante du terrain et apportent un gain de stabilité par leurs caractéristiques très frottantes. Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1 m) et pouvant atteindre une profondeur supérieure à 7 m, dans le cas où ils sont difficiles à réaliser on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

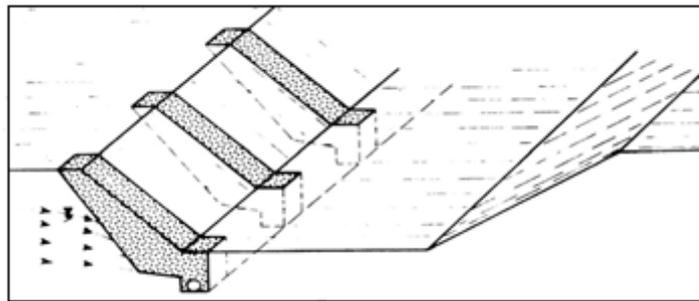


Figure V.6: Eperons drainantes. [9]

e) **Drains verticaux, puits et galeries drainantes** : les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux), la technique consiste à foncer verticalement dans le terrain. Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages. La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet intercepte ce niveau. Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Elles peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériel drainant.

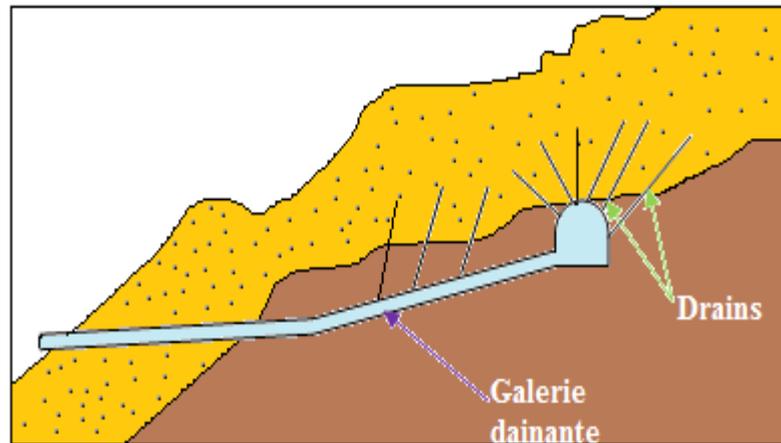


Figure V.7 : Galerie drainante.

V.4. Introduction d'éléments résistants

Le but de cette méthode est de réduire ou d'arrêter complètement les déformations, on l'utilise dans le cas où les solutions curatives (terrassement et drainage) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

- a) **Ouvrages de soutènements** : il existe deux types d'ouvrage de soutènement
 - ❖ **Les ouvrages rigides** : l'incompatibilité avec toute déformation de ces ouvrages ne les laisse pas s'adapter à la stabilisation des glissements de terrain, et pour les dimensionnés il faut prendre en compte les efforts importants engendrés par le glissement. L'ouvrage est fixe si l'ancrage est correcte et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués. (exp: mur poids en béton ou en maçonnerie, les murs en terre armée, mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées)
 - ❖ **Les ouvrages souples** : sont des structures qu'on obtient à partir de gabion, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ils fonctionnent comme les massifs poids et on les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, vis-à-vis de la stabilité externe.
- b) **Tirants d'ancrages** : cette solution consiste à diminuer les forces actives du glissement et à augmenter les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons sont ancrés dans le terrain stable situé sous la surface de rupture après 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 la plus part des cas les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation des tirants précontraints nécessite :

- ❖ La détermination de la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- ❖ La justification du choix et des caractéristiques des tirants.

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

Dans le cas des ancrages actifs, on vérifie si 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 d'envisager 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.

c) **Renforcement par inclusion** : cette technique rapide et facile à mettre en œuvre est très utilisée et n'affecte pas la géométrie du site, en fonction de l'inertie des armatures utilisées on distingue deux catégories d'inclusion : [8]

- ❖ Les clous et micro-pieux : qui sont constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- ❖ Pieux et barrettes : qui sont des éléments de grandes rigidités, mis en place verticalement (futs de béton armé, viroles en acier remplis de béton).

1. Les clous et micro-pieux

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

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

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

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

2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux ou des barrettes s'effectue du même principe des clous et micro-pieux. Mais en prenant compte de leur inertie importante, les pieux

travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on place deux ou trois rangés 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 fut du pieu (plastification du sol).
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux). En aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.



Figure V.8 : Micro pieux. [10]

V.5. Confortement et traitement complémentaire

a) Les injections : L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable, un matériau pompable (liquide, suspension, émulsion, mortier) appelé coulis d'injection. Ce milieu peut être naturel (sols, roches) ou artificiel (maçonneries, bétons). L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter. Elle a pour but d'améliorer les caractéristiques du milieu traité ; il s'agit le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et/ou d'en réduire la perméabilité.

Les coulis d'injection sont généralement des liquides ou des suspensions caractérisés par leur densité, leur viscosité, leur rigidité, et qui durcissent au bout d'un temps appelé temps de prise. Le coulis est poussé par un injecteur sous une certaine pression d'injection P et il parvient au point d'injection dans le milieu injecté avec une pression p appelée pression efficace.

b) Le reboisement : La couverture végétale est d'une importance considérable pour stabiliser les pentes, car les racines renforcent et fixent les couches de sols. C'est pourquoi les arbres et

arbustes dotés de racines profondes et denses sont plus efficaces pour réduire les mouvements de sols. La végétation aide surtout à prévenir les glissements de terrain superficiels, soit ceux d'une profondeur d'un à deux mètres. Les glissements plus profonds sur les pentes très abruptes, eux, sont moins influencés par le couvert végétal. D'autre part la couverture végétale influe sur le bilan hydrique du versant en participant au drainage par évapotranspiration. En plus de ça elle lutte contre l'érosion superficielle des sols et représente un moyen économique et écologique.

c) Technique de renforcement par géotextile : est une technique très connue pour le fait qu'elle améliore les sols et les ouvrages en terre. Les caractéristiques des géotextiles nous indiquent leur utilisation dans le renforcement des sols comme Le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente, la protection et le renforcement qui consiste à améliorer les propriétés mécaniques des sols.

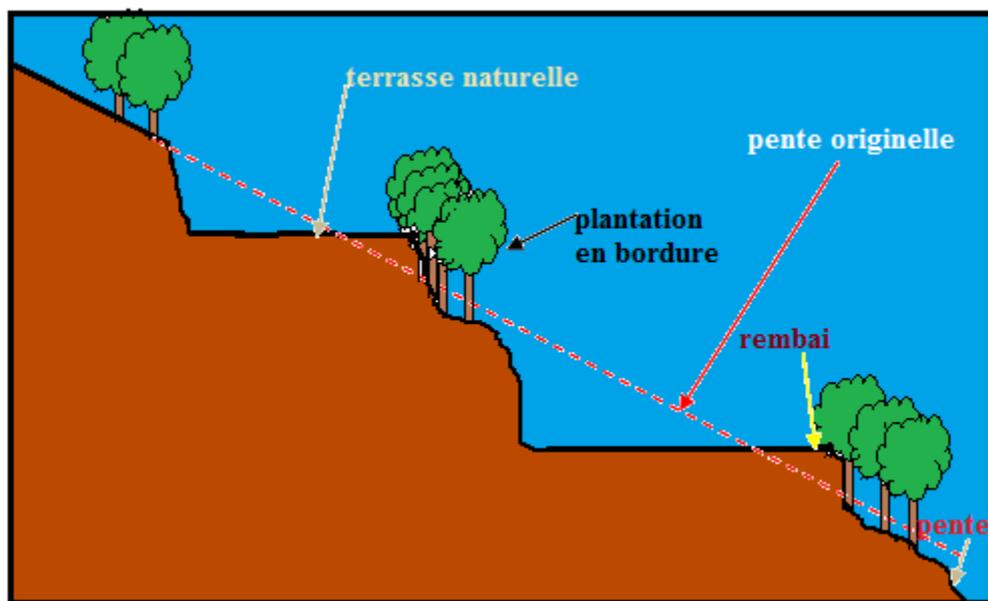


Figure V.9 : Le reboisement.

*Partie II :Etude
pratique*

Chapitre I : Présentation du Site

I.1. Introduction

L'étude de la stabilisation des versants nécessite généralement la reconnaissance, la collecte et l'exploitation des données spécifiques au site à savoir : les données géologiques et géotechniques afin de cerner les types d'aléas existants, leurs impacts directs sur l'environnement immédiat et leurs évolutions dans le temps.

I.2. Le but de l'étude

Cette étude permettra de présenter les recommandations techniques afin de proposer les dispositions confortatives envisageables pour la stabilisation du versant.

I.3. Situation géographique et topographie

Tifra est une commune montagneuse, elle est située au centre de la wilaya de Bejaia, à 12Km au Nord de la ville de Sidi Aïch et à 50Km à l'Ouest du chef lieu.

Elle s'étend sur une superficie de 39 km², composée de 25 villages et comprend environ 8000 habitants.

Le site destiné à recevoir le projet est situé au Sud Ouest de la commune de Tifra, dans une zone à relief accidenté. Localisé sur la rive gauche de l'oued soummam à environ 12 Km, au Nord de sidi Aich, sur le chemin de wilaya 13, reliant cette dernière à Addekar.

La topographie de la région est globalement irrégulière et accidentée. Elle est caractérisée par des altitudes élevées.



Figure I.1 : Localisation de la commune dans la wilaya de Béjaia.

I.4. Description et nature du projet

Le versant se trouve sur la rive gauche d'un oued, dans une zone d'accumulation, présente une pente très raide et ravinée.

La nature géologique du terrain, suppression de la butée et l'infiltration des eaux (quelque soit leurs origines) ont provoqués un mouvement de terrain.

Le projet consiste à proposer les diverses dispositions confortatives envisageables en vue de stabiliser le versant.



Figure I.2 : Image satellitaire indiquant le site.

I.5. Contexte géologique du site d'étude

La commune de Tifra fait partie de l'Atlas tellien, plus précisément de la chaîne des Babors et qui repose sur des socles du jurassique et de l'Eocène.

La région est représentée par l'Oligocène à faciès Numidien : on y distingue un faciès argileux et un faciès gréseux. Les argiles, à la base de la série, sont vertes et rouges, avec parfois de petits bancs de quartzites ou de marnes schisteuses noires. Les grès sont jaunes, ferrugineux, souvent grossiers.

Une faille passe à proximité du village de Tappount et une source chaude (Station thermale : Hammam Sillal) existante à proximité du site d'étude.

D'après l'extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500,000, la zone d'étude est formée essentiellement par des marnes schisteuses d'âge Danien et Maestrichtien.

Les levés géologiques effectués sur site nous revelent l'existence de deux formations d'âge :

- Quaternaires (Eboulis de pentes) ;
- Danien et Maestrichtien (Marnes schisteuses).

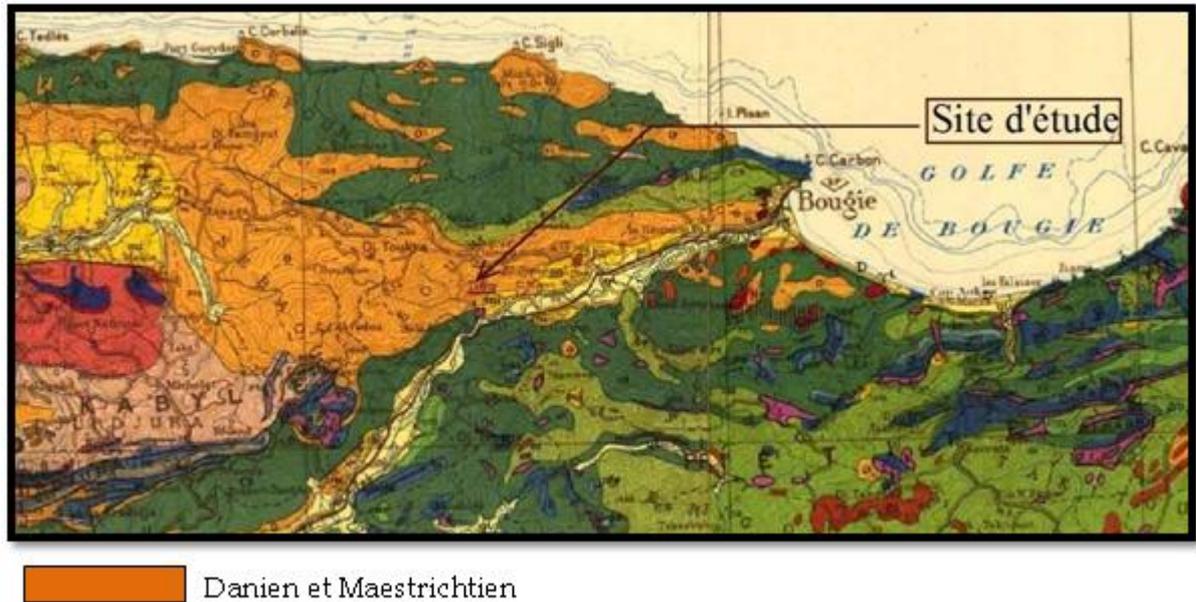


Figure I.3: Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000.

I.6. Géomorphologie du site

Le site est confiné entre deux versants qui présentent de point de vue orographique un relief irrégulier.

Dans le but d'une meilleure approche et d'une bonne analyse des différents paramètres relatifs au sol, une carte des pentes a été établie à l'aide d'un plan topographique au 1/1000 qui consiste à présenter des surfaces limites, dont les pentes sont comprises entre les valeurs suivantes :

Pente \leq 8%

15% \leq pente \leq 20%

20% \leq pente \leq 35%

Pente $>$ 35%

On note que le terrain présente en majorité des pentes supérieures à 35%.

I.7. Hydrologie et hydrogéologie du site

Le versant constitue un couloir naturel de ruissellement des eaux pluviales et de la source d'eau existante vers l'oued qui se trouve au Sud et qui se débouche dans l'Oued Remila, affluent de l'Oued Soummam qui est le principal collecteur des eaux superficielles de la région, il présente un écoulement permanent et se jette dans la baie de Bejaia.

De nombreuses sources ont donné naissance à une station hydrothermale nommée hammam Sillal.

Sur le site, deux 02 puits domestiques et des sources d'eau de faibles débits en été ont été recensés.

I.8. Climat de la région

La région de Bejaia est régie par un climat méditerranéen, qui se caractérise par des étés chauds et secs et des hivers pluvieux et humides.

Les précipitations ont une répartition annuelle très irrégulière, elles varient entre 400 et 600mm /an.

La pluviométrie est croissante de Septembre à Février puis décroît jusqu'au Juin et elle devient quasiment nulle en Juillet-Aout.

Il est à signaler que les pluies débutent et augmentent graduellement durant la saison humide mais chutent rapidement durant l'été.

La flore est peu développée dans la région, ce qui facilite l'action du phénomène d'érosion.

Il existe aussi une présence éparpillée du jonc dans certains endroits, qui sont de bons indicateurs de la présence d'eau, comme on témoigne l'humidité de ses sols et l'existence des points de résurgence.

I.9.Sismicité de la région

Le Nord de l'Algérie est le siège de nombreux séismes qui sont majoritairement produits par des failles inverses en accord avec le mouvement général de compression à la frontière des plaques tectoniques Eurasie et Afrique.

Suite au tremblement de terre de 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le centre de recherches appliquées en génie parasismique (CGS) a donné une classification sismique nouvelle du territoire national, dont il a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante qui sont définies dans la figure I.4.

- Zone 0Sismicité négligeable.
- Zone ISismicité Faible.
- Zone II a et II b.....Sismicité Moyenne.
- Zone III.....Sismicité Elevée.

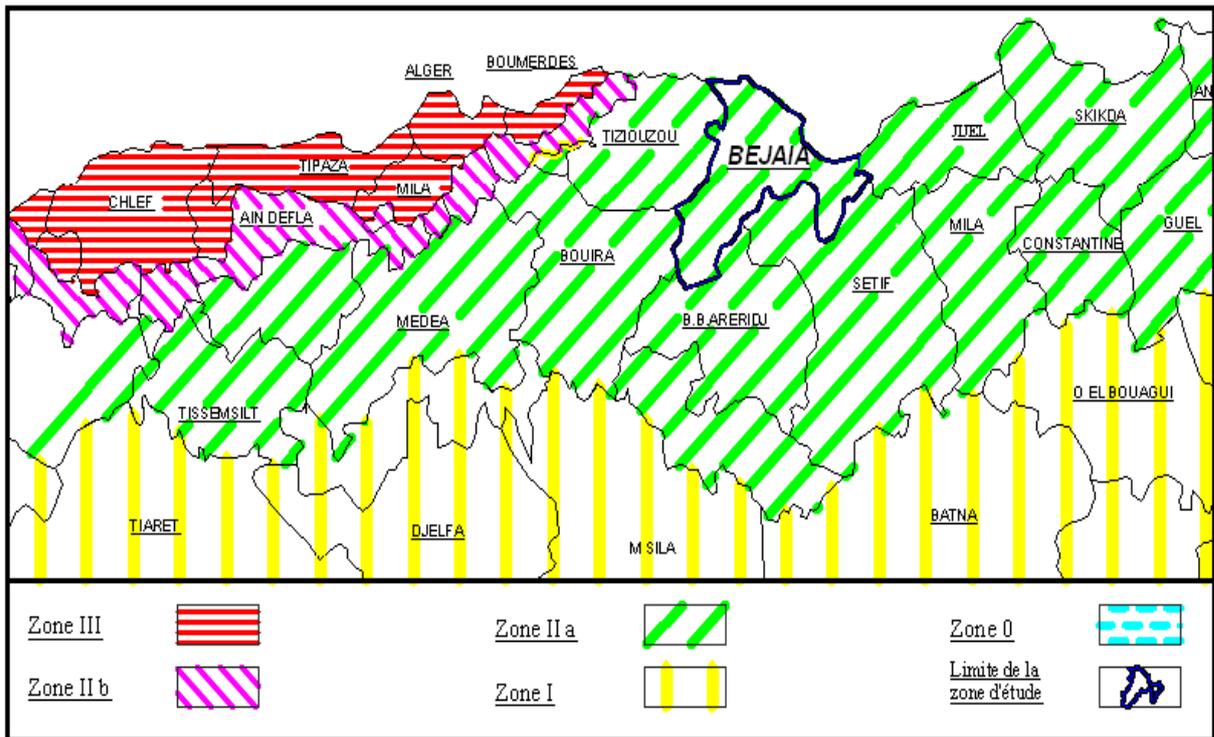


Figure I.4: Les zones de sismicité.

I.10. Causes d'instabilité du versant

L'instabilité du site est due essentiellement à la combinaison de plusieurs éléments qui sont :

- Elimination de la butée au pied du talus par érosion due aux écoulements (aléas) de l'oued.
- Ruissellement des eaux pluviales causant des ravinelements.
- Existence d'une source d'eaux non aménagée.
- Facteurs de prédispositions qui correspondent aux conditions intrinsèques du versant et ne sont pas susceptibles de changer au cours du temps :
 - Nature et propriétés mécaniques du sol.
 - Géomorphologie du site.
 - Topographie du site, pente très abrupte.
 - Surcharge du talus par des apports en matériaux divers.
 - Présence très faible de la flore et développement de l'urbanisation.
 - Sismicité de la région.

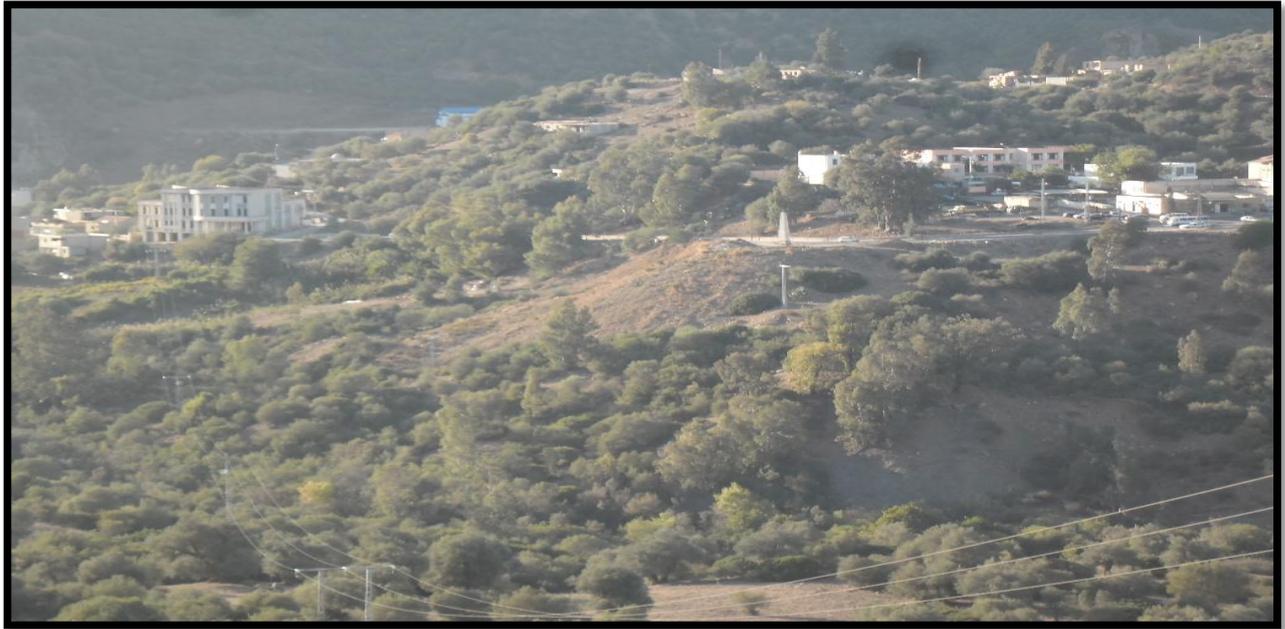


Figure I.5: Vue d'ensemble du site du glissement.



Figure I.6 : Source d'eau.



Figure I.7:Des apports en matériaux divers.

I.11. Les désordres causés aux bâtisses et les routes



Figure I.8 : Inclinaison des poteaux.



Figure I.9 : Inclinaison des poteaux électriques.



Figure I.10 : Apparition de fissure dans les maisons avoisinantes.

Chapitre II : Etude géotechnique

II .1.Introduction

Les campagnes de reconnaissance in-situ sont indispensables lors de l'étude géotechnique, car elles permettent de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, de définir les caractéristiques mécaniques et le comportement du sol afin pouvoir choisir le dimensionnement le plus adapté pour les ouvrages et leurs infrastructures, et de proposer des solutions efficaces.

II.2.Essais in situ

II.2.1. Les sondages carottés

L'obtention d'un échantillon de sol continu se fait par le carottage, le mode de perforation est soit le poinçonnement (battage ou pression avec le carottier poinçonneur) ou la rotation avec l'utilisation d'un fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue (avec le carottier rotatif).

Le carottage comprend l'obtention d'une carotte toute en la protégeant lors de sa monter vers le terrain naturel.

Les formations géologiques à traverser nous permettent de choisir le matériel nécessaire pour le carottage à savoir :

- **Sondage semi destructif** : rapide et moins cher en petit diamètre, se fait à grande profondeur et dans les terrains meubles ou tendres, les échantillons sont remaniés.
- **Sondage destructif** : l'échantillon est fortement remanié mécaniquement, il est à grande profondeur adaptable à tout type de terrain, rapide et moins cher.
- **Pelle mécanique** : rapide et moins cher, l'échantillon est remanié à faible profondeur (entre 3 et 4m).
- **Sondage carotté** : lent et coûteux, l'échantillon est non remanié à toute profondeur et se fait pour les terrains meubles et rocheux.

II.2.1.1. Les résultats des sondages carottés

Sondages carottés ont été implantés au niveau des zones de glissement.

La description visuelle des échantillons récupérés des sondages nous a permis d'établir la coupe géologique suivante :

- **Sondage n°01**
 - 0.00m à 02.50m : Remblais (d'origine alluvionnaires) ;

- 02.50m à 19.00 : Eboulis de pentes à gros blocs de grés enveloppés dans une matrice argilo- graveleuse ;
- 19.00à 20.00m : Passage d'argiles marneuses grises.
- **Sondage n°02**
 - 0.00m à 00.50m : Remblais ;
 - 00.50m à 11.00m : Eboulis de pentes (gros blocs de grés enveloppés dans une matrice argileuse, caillouteuse et graveleuse jaunâtre et devient grisâtres, très importante en profondeur ;
 - 11.00 à 20m : Passage d'argiles marneuses graveleuses et caillouteuses grises.
- **Sondage n°03**
 - 0.00m à 01.50m : Remblais;
 - 01.50m à 17.50 : Eboulis de pentes constitués par de gros blocs de grés important enveloppés dans une matrice argilo-graveleuse, jaunâtre et devient grisâtre en profondeur ;
 - 17.50à 20.00m : Passage d'argiles marneuses graveleuse et caillouteuses et présence de gros blocs de grés en profondeur.
- **Sondage n°04**
 - 0.00m à 02.00m : Remblais ;
 - 02.00m à 08.00 : Eboulis de pentes (blocs de grés enveloppés dans une matrice argilo-graveleuse ;
 - 08.00à 10.00m : Marnes schisteuses friables brunâtre à grisâtre.
 - 10 à 20.00m : Marnes schisteuses fermes grisâtre.
- **Sondage n°05**
 - 0.00m à 04.50m : Remblais ;
 - 04.50m à 14.00 : Eboulis de pentes (gros blocs de grés enveloppés dans une matrice argileuses ;
 - 14.00à 20.00m : Marnes schisteuses grises friables.

Les sondages carottés présentent par détail la structure du sous sol, ils montrent l'existence de deux formations géologiques qui sont :

- Eboulis de pentes
- Marnes schisteuses friables

Ces deux formations reposent sur un substratum constitué de Marnes schisteuses fermes.



Figure II.1: Réalisation d'un point de sondage carotté.

II.2.2. Relevé piézométrique

Le piézomètre consiste à forer un trou dans lequel sera introduite une sonde capable de déterminer le niveau d'eau.

Le trou de forage ou a été réalisé le sondage carotté SC04 est équipé d'un tube de PVC crépine pour servir de piézomètre jusqu'à 20.00m de profondeur. (Effectués le 01/11/2014 et le 12/12/2014).

Le relevé piézométrique établi a mis en évidence la présence d'eau à 07.20m par apport au terrain naturel.



Figure II.2: Relevé piézométrique (SC04).

II.2.3. Inclinomètre

Les inclinomètres s'apparentent à des tubes qui traversent les couches meubles. Ils sont ancrés dans le substratum stable se déforme au niveau de la surface de cisaillement, ce qui permet d'en déterminer la profondeur, et par conséquent l'épaisseur des masses en glissement. [11]

Un inclinomètre a été placé dans le trou de forage ou a été réalisé le sondage carotté SC02 afin de suivre l'évolution de tout mouvement de terrain, fait à partir des prospections périodiques d'un tube inclinométrique d'une longueur de 20.00m.

A partir de 14.00m de profondeur, un déplacement vers l'Ouest a été enregistré, la valeur de ce mouvement est de l'ordre de 5mm en surface.

Les résultats de l'essai inclinométrique sont affichés dans les tableaux suivants :

Tableau II.1 : Déviation de données cumulative selon l'axe A (mm).

Profondeur (m)	01/11/2014 14 :10 Déviation (mm)	12/12/2014 12 :40 Déviation (mm)
0.5	0.00	4.64
1.0	0.00	4.12
1.5	0.00	3.57
2.0	0.00	3.14
2.5	0.00	2.80
3.0	0.00	2.49
3.5	0.00	2.44
4.0	0.00	2.50
4.5	0.00	2.71
5.0	0.00	2.91
5.5	0.00	3.21
6.0	0.00	3.38
6.5	0.00	3.51
7.0	0.00	3.57
7.5	0.00	3.49
8.0	0.00	3.31
8.5	0.00	3.11
9.0	0.00	3.31
9.5	0.00	3.27
10.0	0.00	3.20
10.5	0.00	3.04
11.0	0.00	2.77
11.5	0.00	2.78
12.0	0.00	3.46
12.5	0.00	4.05
13.0	0.00	4.13
13.5	0.00	3.61
14.0	0.00	2.43
14.5	0.00	1.22
15.0	0.00	0.72
15.5	0.00	0.66
16.0	0.00	0.64
16.5	0.00	0.65
17.0	0.00	0.66
17.5	0.00	0.46
18.0	0.00	0.03
18.5	0.00	-0.06
19.0	0.00	-0.03
19.5	0.00	-0.02
20.0	0.00	0.00

Tableau II.2: Déviation de données cumulative selon l'axe B (mm).

Profondeur (m)	01/11/2014 14 :10 Déviation (mm)	12/12/2014 12 :40 Déviation (mm)
0.5	0.00	-2.42
1.0	0.00	-2.22
1.5	0.00	-1.73
2.0	0.00	-0.90
2.5	0.00	-0.78
3.0	0.00	-0.76
3.5	0.00	-0.70
4.0	0.00	-0.58
4.5	0.00	-0.64
5.0	0.00	-0.45
5.5	0.00	-0.81
6.0	0.00	-1.21
6.5	0.00	-1.04
7.0	0.00	-0.73
7.5	0.00	-0.55
8.0	0.00	0.17
8.5	0.00	0.50
9.0	0.00	0.03
9.5	0.00	-0.15
10.0	0.00	-0.35
10.5	0.00	-0.58
11.0	0.00	-0.63
11.5	0.00	-0.84
12.0	0.00	-0.45
12.5	0.00	-0.23
13.0	0.00	0.18
13.5	0.00	0.58
14.0	0.00	0.91
14.5	0.00	1.68
15.0	0.00	1.47
15.5	0.00	1.24
16.0	0.00	1.29
16.5	0.00	0.94
17.0	0.00	2.53
17.5	0.00	1.63
18.0	0.00	0.83
18.5	0.00	0.88
19.0	0.00	0.62
19.5	0.00	-0.02
20.0	0.00	0.00



Figure II.3 : Inclinomètre(SC02)

II.2.4. Essais au pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à battre un train de tiges métalliques cylindriques, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges, au moyen d'une masse M appelée "Mouton" tombant en chute libre d'une hauteur constante H . [12].

La technique utilisée permet de mesurer la résistance dynamique du sol, dénommée R_d opposée par le sol à la pénétration de la pointe par la formule dite "Hollandaise" combinée avec la formule qui tient compte de la section droite de cône.

On obtient ainsi une courbe de résistance dynamique en fonction de la profondeur appelée "Pénétrographe" (Voir annexe). Les essais sont réalisés dans le cadre de la recherche d'un horizon d'assise en subsurface.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.3:Résultats des essais pénétromètre dynamique.

<i>N° Essai</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>Rp minimale moyenne (bars)</i>	<i>Contrainte admissible (bars)</i>	<i>Observation</i>
PDL1	00,00 – 01.20	95.00	≥ 02.00	Refus à 03.80m
PDL2	0.00 – 01.40	155.00	≥ 02.00	/
PDL3	00. 00 – 02.80	34	01.35	Refus à 03.81m
	> 2.80	>44.00	>01.75	
PDL4	00,00 – 02.80	104	≥ 02.00	Refus à02.80m
PDL5	00,00 – 01.60	60	≥ 02.00	Refus à01.60m
PDL6	00,00 – 02.20	59	02.00	Refus à 02.60m
	> 2.80	> 59	> 02.00	

II.2.4.1. Interprétation des essais pénétrométriques

Sur site, six essais au pénétromètre dynamique lourd « PDL » ont été réalisés, poussés au maximum jusqu'à 03.80 m de profondeur.

Les refus ont été obtenus à des profondeurs de 01.20, 02.80, 2.80, 01.60 et 2.60 pour le PDL1, PDL3 et PDL4, PDL5 et PDL6 respectivement.

Il s'agit de faux refus dus à la présence d'une couche importante d'éboulis constitués essentiellement par de gros blocs de grès très résistants enveloppés dans une matrice argileuse.



Figure II.4 : Réalisation de l'essai pénétrométrique (PDL).

II .2.5. La prospection géophysique

La méthode consiste à provoquer un choc à la surface du sol, l'onde de déformation ainsi induite se propage dans le milieu et, soit réfractée ou réfléchi au niveau des interfaces; un système de capteurs à la surface du sol recueille les impulsions correspondant aux trajets directs et réfractés de l'onde entre le choc et les capteurs.

On mesure ainsi des temps de propagation, qui permettent de calculer des vitesses sismiques des différentes couches en présence et leurs épaisseurs.

Les vitesses sont des paramètres qui caractérisent les propriétés élastiques des terrains et en particulier leur compacité. Plus les vitesses sont faibles, plus les terrains sont meubles et peu consolidés (les vitesses varient entre quelques centaines et plusieurs milliers de m/s).

La reconnaissance géophysique a permis de déterminer :

- La morphologie générale des terrains en présence.
- Les vitesses sismiques des ondes de compression V_p et celles de cisaillement V_s .
- L'état de compacité des différentes couches.
- Le calcul des épaisseurs des différentes formations en place ;
- Cartographier et déterminer le toit du substratum.
- Classification parasismique du site d'après DTR–Bc 248.

II .2.5.1. Equipement mis en œuvre

Le laboratoire a mis en œuvre un équipement à haute résolution, composé de:

- Un sismographe "PASI" modèle 16S12.
- Des capteurs verticaux et horizontaux.
- Un générateur de vibrations et divers accessoires.
- Un ordinateur de chantier pour la vérification en-place des résultats de mesures.

Quatre (04) profils sismiques ont été effectués, chaque base est constituée par l'arrangement de 12 géophones.

Les dispositifs sismiques codifiés PS-01, PS-03 et PS-04 (VP, VS), ont une longueur de 39.0 mètres, et un pas régulier de 3.0 mètres entre géophones, et le PS-02 a une longueur de 52.0 m (4.0 m entre géophones) avec trois points de tirs par profil, à savoir :

- Un tir normal du premier géophone (TN).
- Un tir au centre (TCR, TCN).
- Un tir reverse du dernier géophone (TR).

La méthode de sismique réfraction, par le calcul des vitesses de propagation des ondes dans les différentes couches de terrains, permet d'obtenir une image précise de l'arrangement structural du sous-sol.



Figure II.50: Equipement de mise en œuvre de l'essai sismique réfraction.

II .2.5.2. Interprétation des essais sismique réfraction

-Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de compression (Vp)

Les enregistrements obtenus ont permis de tracer la dromochronique suivant le pointage des premières arrivées des trains d'ondes pour les ondes P, les résultats figurent en annexe, Les tableaux récapitulatifs suivant représentent les résultats sismiques d'après les ondes de cisaillement Vp des profils sismiques Ps-01,Ps-02,Ps-03,Ps-04.

Tableau II.4: Récapitulatif des résultats du profil PS- 01.

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
PS-01 Vp	TN 3.0 m	340	600	1100	0.82-0.78	3.27-3.44
	TC R	440	/	1000	/	3.27-3.42
	TC N	560	860	/	1.21-1.92	/
	TR 3.0 m	460	760	1010	1.56-1.73	4.03-4.38

Tableau II.5: Récapitulatif des résultats du profil PS- 02.

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
PS-02 Vp	TN 4.0 m	560	1270	/	6.85	/
	TC R	400	1000	/	5.23	/
	TC N	410	1110	/	5.08	/
	TR 4.0 m	370	1130	/	3.17-3.92	/

Tableau II.6: Récapitulatif des résultats du profil PS- 03.

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
PS-03 Vp	TN 3.0 m	430	1300	/	3.55-3.72	/
	TC R	370	880	/	2.24-2.55	/
	TC N	290	500	/	0.28-0.38	/
	TR 3.0 m	520	1170	/	4.18-4.35	/

Tableau II.7: Récapitulatif des résultats du profil PS- 04.

Numéro base	Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
PS-04 Vp	TN 3.0 m	200	1190	/	1.04-2.53	/
	TC R	530	1060	/	2.14-2.16	/
	TC N	360	1090	/	2.47-2.66	/
	TR 3.0 m	320	1250	/	2.15-2.42	/

-Interprétation des résultats sismiques d'après les ondes de cisaillement (Vs)

Les tableaux récapitulatifs suivants représentent les résultats sismiques d'après les ondes de cisaillement Vs des profils sismiques suivants :

Tableau II.8: Profil sismique PS-01-Vs.

Numéro base	Tir	Vs 1 (m/s)	Vs 2 (m/s)	Vs 3 (m/s)
PS-01 Vs	TN 3.0 m	177	220	460
	TR 3.0 m	126	344	447

Tableau II.9: Profil sismique PS-02-Vs.

Numéro base	Tir	Vs 1 (m/s)	Vs 2 (m/s)	Vs 3 (m/s)
PS-02 Vs	TN 4.0 m	230	450	/
	TR 4.0 m	125	470	/

Tableau II.10: Profil sismique PS-03-Vs.

Numéro base	Tir	Vs 1 (m/s)	Vs 2 (m/s)	Vs 3 (m/s)
PS-03 Vs	TN 3.0 m	189	430	/
	TR 3.0 m	198	530	/

Tableau II.11: Profil sismique PS-04-Vs.

Numéro base	Tir	Vs 1 (m/s)	Vs 2 (m/s)	Vs 3 (m/s)
PS-04 Vs	TN 3.0 m	95	462	/
	TR 3.0 m	102	449	/

La reconnaissance géophysique par profil de sismique réfraction réalisée dans l'endroit indiqué du projet a permis de mesurer les vitesses sismiques et de déterminer :

- Les interfaces des couches ainsi que le toit du substratum.
- De définir la morphologie générale des terrains en présence.
- D'établir l'absence de failles et autres accidents structuraux.
- Déterminer la vulnérabilité et la classification sismique des sols, selon le DTR-BC 248 (RPA-99) (comportement vis à vis des séismes des terrains en présence, par analyse des vitesses des ondes sismiques).

La synthèse d'ensemble de la campagne géophysique peut être présentée comme suit :

- En surface affleurent les terrains de recouvrement, les vitesses sismiques des ondes de compression relatives aux ondes “ P ” sont lentes de l'ordre de 200 - 560 m/s, et celles relatives aux ondes “ S ” de l'ordre de 95 – 198 m/s, sur une puissance de 0.30 – 4.30 mètres.
- Les éboulis de pente, mis en évidence, dont les célérités V_p variant entre 500 m/s et 1300 m/s, et celles de cisaillement V_s oscillent autour de 220 – 530 m/s.

La classification du site est donnée selon la vitesse sismique moyenne des ondes de cisaillement \bar{V}_s calculée selon la formule suivante: (RPA 99/ version 2003 page 28) :

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}} \right)} = 315 \text{ m/s} : \underline{\text{meuble S3}}$$

II.2.6.Essai préssiométrique

L'essai préssiométrique est un essai de chargement rapide qui consiste à descendre à une profondeur donné une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée. [13]

les données d'un essai préssiométrique sont utilisées pour déterminer la pression limite P_l , qui est utilisé pour calculer la capacité portante et le module préssiométrique E_M qui est utilisé pour évaluer et différencier les plans de fondation spécifique et la pression de fluage P_f , cette dernière définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Un sondage préssiométrique complémentaire de 20m a été implanté a proximité des points de sondages carottés afin d'établir une corrélation entre les résultats de l'essai préssiométrique et la lithologie du terrain. Cet essai a permis de mesurer les paramètres suivants :

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

Des mesures ont été prises à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées.

Les valeurs des pressions limites et modules préssiométrique sont insérées dans le tableau suivant :

Tableau II.12:Résultats de l'essai préssiométrique

Profondeur (m)	Module de déformation E (bar)	Pression limite Pl (bar)	E/Pl
4	308.56	7.5	41.14
6	255.56	7.70	33.13
8	71.82	8.82	8.14
10	70.73	9.68	7.31
12	124.36	7.26	17.12
14	92.99	8.68	10.71
16	164.48	8.03	20.48
18	132.34	10.45	12.67
20	168.72	17.58	9.60

II.2.6.1. Interprétation des résultats de l'essai préssiométrique

La classification selon le rapport E/PL (voir annexe) donne :

L'essai préssiométrique N°1 : des argiles normalement consolidées ou non serrées.

II.3. Essais de laboratoire.

Un programme d'essai de laboratoire a été établi par le Laboratoire sur les prélèvements en particulier au niveau des formations où seront implantées les fondations. Les essais effectués sont les suivants :

- Mesure de la masse volumique sèche γ_d (t/m³) ;
- Mesure de la teneur en eau naturel ;
- Mesure des limites d'Atterberg ;
- Analyses granulométriques ;
- Essais mécaniques :
 - Cisaillement rectiligne ;
 - Essai Oedométrique ;
- Analyses chimiques :
 - teneur en sulfates ;
 - teneur en chlores ;
 - Le PH de sol



Figure II.6 : Les échantillons prélevés pour les essais du laboratoire (du sondage carotté SC03).

II.3.1. Classification des sols

II.3.1.1. Classification des sols grenus (plus de 50% d'éléments > 0,08mm)

Tableau II.13 : Classification des sols grenus [14]

<i>Classification des sols grenus (plus de 50% des éléments > 80µm)</i>					
Définitions		Symboles L.P.C.	Conditions	Appellations	
Graves	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	Gb	$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} < 4$ et $1 < CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} < 3$	Grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre mal graduée
	Plus de 12% d'éléments < 80µm	GL	Limites d'Atterberg au-dessous de A	Grave limoneuse	
		GA	Limites d'Atterberg au-dessus de A	Grave argileuse	
Sables	Plus de 50% des éléments > 80µm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 80µm	Sb	$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ Et $1 < CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} < 3$	Sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal gradué
	Plus de 12% d'éléments < 80µm	SL	Limites d'Atterberg au-dessous de A	Sable limoneux	
		SA	Limites d'Atterberg au-dessus de A	Sable argileux	
Si 5% d'éléments < 80µm < 12%, on utilise un double symbole					

II.3.1.2 Classification des sols fins

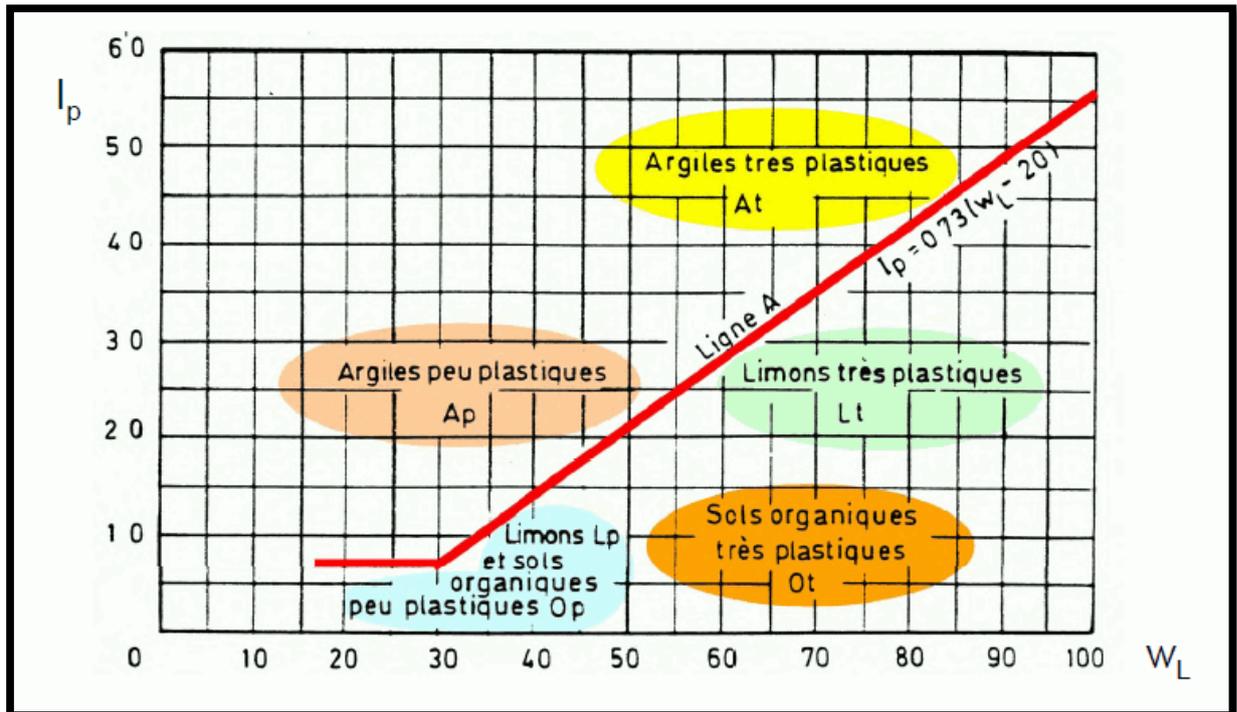


Figure II.7: Classification des sols fins, Diagramme de plasticité. [13]

II.3.2. Essais d'identification

II.3.2.1. L'analyse granulométrique

C'est un ensemble des opérations consistant à étudier la répartition des différents grains d'un échantillon, en fonction de leurs caractéristiques (poids, taille, ...).

Elle s'effectue par :

- Tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à $80\mu m$ (NF P946-056)
- Sédimentométrie pour les grains plus fins (NF P94-057).

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe qui représente le pourcentage massique de différents tamisats en fonction des dimensions nominales d'ouverture des tamis. Elles permettent de déterminer certaines propriétés, elles sont notamment utilisées pour classifier les sols grenus ce qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme

➤ Le coefficient d'uniformité :

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Si : $Cu > 2$ la granulométrie est dite étalée (continue).

$1 > Cu > 2$ la granulométrie est dite étroite (uniforme).

➤ **Le coefficient de courbure :**

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

D_{60} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 60% du poids des grains de même pour D_{10} et D_{30} . [13]

II.3.2.2. La teneur en eau

La teneur en eau, est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pourcentage %

$$w = 100 * (w_w / w_s)$$

II.3.2.3. Poids volumique

- **Poids volumique du sol humide (ou apparente) $\gamma(\gamma_h)$:** C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimée en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3)

$$\gamma = W_t / V_T = (W_s + W_a + W_w) / (V_s + V_a + V_w)$$

- **Poids volumique du sol sec (γ_d) :** C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenue dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériaux exprimé en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3)

$$\gamma_d = W_s / V_t$$

- **Poids volumique des grains du sol (γ_s) :** C'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol exprimé en (gr/cm^3 , kg/m^3 , t/m^3)

$$\gamma_s = W_s / V_s$$

II.3.2.4. Les Limite d'Atterberg

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol.

La consistance d'un sol varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. Le but de cet essai est de définir conventionnellement les limites entre ces états

- **Limite de liquidité**

La limite de liquidité (w_L) caractérise la transition entre un état plastique et un état liquide. C'est la teneur en eau pondérale, exprimée en pourcentage, au-dessus de laquelle le sol s'écoule comme un liquide visqueux sous l'influence de son propre poids.

- **Limite de plasticité**

La limite de plasticité (W_P) caractérise la transition entre un état solide et un état plastique. Cette limite indique la teneur en eau pondérale, en pourcentage, maximale pour travailler un sol et éviter la compaction

- **Indice de plasticité I_P** : il est donné par la formule suivante :

$$I_P = W_L - W_P$$

- **Indice de liquidité** : il est donné par la formule suivante

$$L_L = (W - W_P) / I_P$$

- **Indice de consistance I_C** :

Il s'agit d'un indicateur dérivé : $I_C = (W_L - W) / I_P$

Avec W : la teneur en eau.

II.3.3. Essais mécaniques

II.3.3.1. Essais de cisaillement

L'objectif des essais de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contraintes normales σ et d'en déduire les valeurs des paramètres mécaniques ϕ et C caractérisant le comportement du sol. L'appareil le plus utilisé est la boîte de Casagrande, l'échantillon de sol est placé entre deux demi-boîtes pouvant glisser l'une sur l'autre, un effort normal au plan de glissement est appliqué par un piston et maintenu constant, et on mesure l'effort normal maximal de cisaillement en enregistrant une courbe effort -déformation.

Le cisaillement rectiligne donne à la rupture un couple de valeur (σ_N, σ_T) qui définit un point dans la courbe intrinsèque déterminée par coulomb : $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$

L'angle de frottement interne ϕ du sol est l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses tandis que la cohésion C est l'ordonnée à l'origine. [15]

II.3.3.2. Essai œdométrique

L'essai de compressibilité à l'odomètre a pour but d'étudier la consolidation d'échantillons de sols intact ou remanié, soumis à des charges verticales drainées suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide.

Il permet de suivre les consolidations au cours du temps et de déterminer les réactions entre charge verticales et les déformations obtenues sous ces charges après consolidation

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbe :

- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte constante au début.

A partir de la courbe œdométrique (indice des vides en fonctions du logarithme décimal de la contrainte vertical appliqué), on peut déduire plusieurs paramètres nécessaires pour le calcul du tassement ou dans le but de classifier les sols selon leur compressibilité, l'indice de compressibilité C_c et l'indice de gonflement C_s et la contrainte de préconsolidations σ' . [15]

Tableau II.14: Classification du sol selon C_c . [14]

Type de sol	Indice de compressibilité
Incompressible	$C_c < 0,02$
très peu compressible	$0,02 < C_c < 0,05$
peu compressible	$0,05 < C_c < 0,10$
moyennement compressible	$0,10 < C_c < 0,20$
assez fortement compressible	$0,20 < C_c < 0,30$
très compressible	$0,30 < C_c < 0,50$
Extrêmement compressible	$0,50 < C_c$

II.3.4. Résultats des essais laboratoire

Les résultats des essais effectués sont présentés sur les tableaux suivants:

Tableau II.15: Résultats des essais au laboratoire SC 01.

Sondage		Sc01					
Profondeur (m)		01.50 à 02.50	03.50-06.00	16.00 à 17.00	17.50 à 17.75	19.50 à 19.75	
Essais d'identification	Densité sèche γ_d (t/m ³)	/	/	/	2.04	1.84	
	Densité humide γ_h (t/m ³)	/	/	/	2.30	2.17	
	Teneur en eau (%)	/	/	/	12.82	17.51	
	Granulométrie	< 5mm	33.10	/	90.52	97.72	94.36
		< 2mm	29.31	72.27	89.73	96.91	92.91
		< 80 μ m	/	34.00	86.44	88.89	74.42
		< 2 μ m	/	16.28	40.25	49.47	45.61
	Limites d'Atterberg	Wl (%)	/	Non mesurable	/	56.29	45.36
		Wp (%)	/		/	22.26	21.65
		Ip (%)	/		/	34.03	23.71
		Ic	/		/	1.28	01.17
	Essai mécanique	Essais oedométrique	Pc (bars)	/	/	/	2.67
Cc (%)			/	/	/	01.27	
Cg (%)			/	/	/	00.52	
Essai de cisaillement		Cuu (Bar)	/	/	/	/	00.42
		ϕ_{uu} (°)	/	/	/	/	11.67
		%CaCO ₃	/	/	/	/	12.85

Tableau II.16: résultats des essais au laboratoire SC 02 et SC 03.

<i>Sondages</i>		<i>SC02</i>			<i>SC03</i>				
<i>Profondeur (m)</i>		<i>5.40 à 6.00</i>	<i>11.00 à 12.00</i>	<i>16.00 à 16.50</i>	<i>05.50 à 06.50</i>	<i>11.70 à 12.00</i>	<i>18.50 à 19.50</i>		
Essais d'identification	Densité sèche γ_d (t/m ³)	01.88	01.80	02.12	01.87	01.92	02.08		
	Densité humide γ_h (t/m ³)	02.14	02.10	02.19	02.09	02.18	02.20		
	Teneur en eau (%)	13.76	16.74	13.19	11.35	13.96	12.54		
	Granulométrie	< 5mm	78.79	92.64	83.21	79.66	63.38	92.84	
		< 2mm	76.20	89.54	77.96	77.01	61.20	89.92	
		< 80 μ m	53.16	60.75	51.47	63.34	47.04	49.66	
		< 2 μ m	21.69	28.81	22.24	22.32	14.69	20.46	
	Limites d'Atterberg	Wl (%)	38.26	57.71	47.32	55.75	47.42	41.13	
		Wp (%)	18.98	26.16	22.33	27.84	21.30	23.60	
		Ip (%)	19.28	31.55	24.99	27.91	26.12	17.53	
		Ic	01.26	01.30	01.37	01.59	01.28	01.63	
	Essais mécaniques	Essais oedométrique	Pc (bars)	/	/	/	/	00.84	02.36
			Cc (%)	/	/	/	/	01.27	01.27
Cg (%)			/	/	/	/	00.50	00.36	
Essai de cisaillement		Cuu (Bar)	/	0.73	/	00.48	00.71	00.61	
		ϕ_{uu} (°)	/	04.94	/	03.29	09.98	06.81	

Tableau II.17:Résultats des essais au laboratoire SC 04.

<i>Sondages</i>		<i>SC04</i>						
<i>Profondeur (m)</i>		<i>2.00 à 2.80</i>	<i>03.80à 04.20</i>	<i>08.50à 09.50</i>	<i>11.00 à 11.50</i>	<i>16.00 à 16.50</i>	<i>19.00à 19.50</i>	
Essais d'identification	Densité sèche γ_d (t/m ³)	/	/	/	02.03	01.98	01.68	
	Densité humide γ_h (t/m ³)	/	/	/	02.26	02.21	01.93	
	Teneur en eau (%)	/	/	/	11.31	11.53	14.83	
	Granulométrie	< 2mm	76.20	89.54	77.96	97.01	93.46	98.30
		< 80 μ m	53.16	60.75	51.47	55.86	50.74	69.85
		< 2 μ m	21.69	28.81	22.24	31.95	15.38	29.70
	Limites d'Atterberg	Wl (%)	38.26	57.71	47.32	31.42	35.38	38.75
		Wp (%)	18.98	26.16	22.33	24.26	21.44	20.82
		Ip (%)	/	/	/	07.15	13.93	17.93
		Ic	/	/	/	02.81	01.71	01.33
Essais mécaniques	Essais oedométrique	Pc (bars)	/	/	/	/	01.04	
		Cc (%)	/	/	/	/	00.96	
		Cg (%)	/	/	/	/	00.36	
	Essai de cisaillement	Cuu (Bar)	/	/	/	00.09	/	00.69
		ϕ_{uu} (°)	/	/	/	20.51	/	14.63

Tableau II.18 : résultats des essais au laboratoire SC 05.

<i>Sonda ge</i>	<i>Profondeur (m)</i>	Teneu r en eau (%)	< 05 mm	< 02 Mm	< 80 µm	<2 µm	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	Cuu (Bar)	φuu (°)
SC05	07.00 à 8.00	/	60.00	51.00	20.59	05.10	Non mesurable				/	/
	14.00 à 15.00	15.66	99.79	97.94	74.96	30.31	41.77	26.53	15.25	01.71	0.05	16.94

Tableau II.19:Résultats des analyses chimique.

Sondages	Echantillons	Profondeur	sulfates mg/Kg	pH	% chlorures	CaCo3
SC01	ECH1	01.50-02.50	Traces	6.86	0.8072	-
	ECH2	16.60-17.00	Traces	7.09	0.5283	-
	ECH3	19.50-19.75	Traces	7.19	0.4357	12.8510
SC N° 03	ECH1	5,50/6,50	8919,2412	7,33	0,5977	
	ECH2	11,70/12,00	9044,6720	7,17	0,6007	
	ECH3	18,90/19,50	8650,0988	7,50	0,8094	
SC N° 04	ECH1	3,80/4,20	12081,9133	7,22	0,7650	
	ECH2	8,50/9,50	8366,8274	7,34	0,8638	
	ECH3	16,00/16,50	7855.9426	7,79	0,7496	

II.3.5. Interprétation des résultats des essais laboratoire

Sur la base des coupes lithologiques des sondages carottés réalisés, on peut subdiviser le sol en trois (03) formations géologiques :

- Formation 01 : Eboulis de pente.
- Formation 02 : Argiles marneuses graveleuses et caillouteuses.
- Formation 03 : Marnes schisteuses.

1. Formation des éboulis de pente :

Les essais ont été réalisés sur la matrice qui devient plus importante en profondeur, prélevée au-delà de deux m.

- **Densités sèches, Densités humides et teneurs en eau (NF P 94 – 050) / (NF P 94 – 053):**

La densité sèche moyenne (γ_d) mesurée varie entre 01.87 et 02.05 t/m³ et la densité humide (γ_h) varie entre de 02.09 et 02.18 t/m³, ce qui confère à la matrice un état dense.

La teneur en eau naturelle varie entre 11.35 et 13.96 %. Cette teneur en eau est inférieure aux limites d'Atterberg.

- **Analyses granulométriques (NF P 94 – 057)**

L'analyse granulométrique dénote une matrice fine à pulvérulente, selon la classification de L.C.P.C, dont le pourcentage des particules inférieures à 80 μ m varie entre 20.59 et 92.83 %.

Les analyses sedimentométriques montrent qu'il s'agit d'une matrice hétérogène, où la teneur en éléments inférieurs à 2 μ m varie entre 05.10 et 49.47%.

- **Limites d'Atterberg (NA P 94 – 051)**

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction fine (les passants au tamis 0,4mm), montrent que la limite de liquidité W_L mesurée varie entre 38.26 et 56.29% et l'indice de plasticité I_p varie entre 19.28 et 34.03%.

Selon le diagramme de plasticité de CASAGRANDE, la matrice est classée dans la catégorie des argiles peu plastiques aux argiles très plastique avec un état consistant.

- **Essais de Cisaillement (C_{uu} et ϕ_{uu}) (NF P 94 - 071 – 1)**

Les échantillons testés à la boîte de Casagrande (Essai de cisaillement type non consolidé non drainé) montrent que C_{uu} varie entre 0.48 et 0.71 bars alors que ϕ_{uu} varie entre 03.29 et 09.98°.

- **Essais oedométriques**

Les résultats montrent que:

- l'indice de compressibilité C_c (1.27%) confère à la matrice un caractère raide.
- L'indice de gonflement C_g (0.50%) permet de classer le sol dans la catégorie des sols non gonflants.
- La pression de consolidation P_c (0.84 bars) rapportée au poids des terres (σ_0) calculée, permet de déduire que le sol est souconsolidé.

- **Résistance à la compression simple**

Des essais à la compression simple ont été réalisés sur ces blocs de grés et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.20:Résultats de la résistance à la compression simple.

Sondages	SC n°01		SC n°03	
Profondeurs	08.00 à 08.25	12.00 à 12.30	08.10 à 08.20	10.70 à 10.90
R/C (Mpa)	105.08	98.34	97.59	111.08

2. Formation d'argiles marneuses graveleuses et caillouteuses

Les essais ont été réalisés sur des échantillons prélevés entre 11.00m et 19.00m (SC01 – SC02- SC03).

- **Densités sèches, Densités humides et teneurs en eau (NF P 94 – 050) / (NF P 94 – 053):**

La densité sèche moyenne (γ_d) mesurée varie entre 01.80 et 02.12 t/m³ et la densité humide (γ_h) varie entre de 02.10 et 02.20 t/m³, ce qui confère à la formation un état dense.

La teneur en eau naturelle varie entre 12.54 et 17.51 %. Cette teneur en eau est inférieure aux limites d'Atterberg.

- **Analyses granulométriques (NF P 94 – 057)**

L'analyse granulométrique dénote généralement un sol fin, selon la classification de L.C.P.C, dont le pourcentage des particules inférieures à 80 μ m varie entre 49.66 et 74.00%.

Les analyses sedimentométriques donnent généralement un sol argileux, où la teneur en éléments inférieurs à 2 μ m varie entre 22.24 et 45.61%.

- **Limites d'Atterberg (NA P 94 – 051)**

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction fine (les passants du tamis 0,4mm), montrent que la limite de liquidité W_L mesurée varie entre 45.36 et 54.71% et l'indice de plasticité I_p varie entre 17.53 et 23.71%.

Selon le diagramme de plasticité de CASAGRANDE, le sol est classé dans la catégorie des argiles peu plastiques aux argiles très plastiques avec une consistance dure.

- **Essais de Cisaillement (C_{uu} et ϕ_{uu}) (NF P 94 - 071 – 1)**

Les échantillons testés à la boîte de Casagrande (Essai de cisaillement type non consolidé non drainé) montrent que C_{uu} varie entre 0.42 et 0.61 bars alors que ϕ_{uu} varie entre 06.81 et 11.67 °.

- **Essais œdométriques**

Les résultats montrent que:

- l'indice de compressibilité C_c est de l'ordre de 1.27% ce qui confère au sol un caractère raide.
- L'indice de gonflement C_g varie entre 0.36 et 0.50% ce qui permet de classer le sol dans la catégorie des sols non gonflants.
- La pression de consolidation P_c varie entre 02.36 et 02.67 bars.

- **Pourcentage des carbonates (%CaCo3)**

Selon la norme XP P 94-011 (Août 1999), le sol analysé est classé comme suit :

Tableau II.21: la classification du sol analysé.

Teneur en carbonate de calcium (%)	Classification	
10 – 30	Peu calcaire	Faiblement marneux

3. Formation des marnes schisteuses

Les essais ont été réalisés sur des échantillons prélevés au-delà de 08.00m (SC04 et SC05).

- **Densités sèches, Densités humides et teneurs en eau (NF P 94 – 050) / (NF P 94 – 053):**

La densité sèche moyenne (γ_d) mesurée varie entre 01.68 et 02.03 t/m³ et la densité humide (γ_h) varie entre de 01.93 et 02.26 t/m³, ce qui confère à la formation une densité moyenne à forte.

La teneur en eau naturelle varie entre 11.31 et 14.83 %. Cette teneur en eau est inférieure aux limites d'Atterberg.

- **Analyses granulométriques (NF P 94 – 057)**

L'analyse granulométrique par sédimenterie dénote généralement un sol fin, selon la classification de L.C.P.C, dont le pourcentage des particules inférieures à 80 μ m varie entre 50.74 et 74.94%.

Les analyses sédimentométriques donnent généralement un sol argileux, où la teneur en éléments inférieurs à 2 μ m varie entre 15.38 et 31.95%.

- **Limites d'Atterberg (NA P 94 – 051)**

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction fine (les passants du tamis 0,4mm), montrent que la limite de liquidité W_L mesurée varie entre 35.38 et 41.77% et l'indice de plasticité I_p varie entre 13.93 et 17.93%.

Selon le diagramme de plasticité de CASAGRANDE, le sol est classé dans la catégorie des argiles peu plastiques avec une consistance dure.

- **Essais de Cisaillement (C_{uu} et ϕ_{uu}) (NF P 94 - 071 – 1)**

Les échantillons testés à la boîte de Casagrande (Essai de cisaillement type non consolidé non drainé) montrent que C_{uu} varie entre 0.05 et 0.69 bars alors que ϕ_{uu} varie entre 14.63 et 20.51 °.

- **Essais oedométriques**

Les résultats montrent que:

- l'indice de compressibilité C_c est de l'ordre de 0.96% ce qui confère au sol un caractère raide.
- L'indice de gonflement C_g varie entre 0.36 et 0.36% ce qui permet de classer le sol dans la catégorie des sols non gonflants.
- La pression de consolidation P_c est de l'ordre de 1.04bars.

- **Analyse chimique**

Tableau II.22 : Classification de l'analyse chimique

Spécification Sulfates mg/kg	Classe D'agressivité	Niveau De protection
≥ 2000 et ≤ 3000	XA1 Environnement à faible agressivité chimique	Pas de recommandations particulières
> 3000 et ≤ 12000	XA2 Environnement d'agressivité chimique modérée	Ciments conformes à la norme NA 5033 (PM) ou NA 443 (ES)

Selon la norme NA 778 de 2010 relatif à la norme NFT 18-011 (Juin 2009). L'échantillon est classé comme suit :

- NA 5033 (Liants hydrauliques - Ciments pour travaux dans les milieux moyennement agressifs)
- Et NA 443 ((Liants hydrauliques - Ciments pour travaux dans les milieux fortement agressifs)

Selon le DTR BE1.31 :

Ph	> 7	Non agressive	pas de mesure particulière
----	-----	---------------	----------------------------

Selon la norme XP P 94-011 (Août 1999). Les sols analysés sont classés comme suit :

Teneur en carbonate (%)	Classification	
10 – 30	Peu calcaire	Faiblement marneux

L'analyse de ces résultats montre que le sol présente une agressivité modérée à forte *due aux* sulfates, soit de classe XA2 et XA3, elle provoque la désagrégation du béton de fondation. Il est vivement recommandé de prévoir un ciment conforme à la norme NA 5033 (PM) et/ou NA 443 (ES).

Chapitre III : Calcul de stabilité

III.1. Introduction

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité basées sur les caractéristiques géotechnique des déférentes couches qui constituent le terrain (cohésion c , angle de frottement interne φ , densité humide... etc.) et la géométrie du versant instable.

Le choix d'une méthode de calcul dépend du type de glissement constaté.

Dans notre cas nous allons commencer avec une analyse manuelle pour deux profils différents, et on calcule le coefficient de sécurité en appliquant la méthode des tranches de Fellenius, puis nous allons faire une analyse à l'aide de logiciel de calcul "Talren" en utilisant trois méthodes : Fellenius, Bishop et Perturbation .les coefficients de sécurité obtenus avec ces méthodes seront comparés et interprétés.

III.2. Le principe de la méthode des tranches de Fellenius

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques c_i , φ_i , γ_i .

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

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

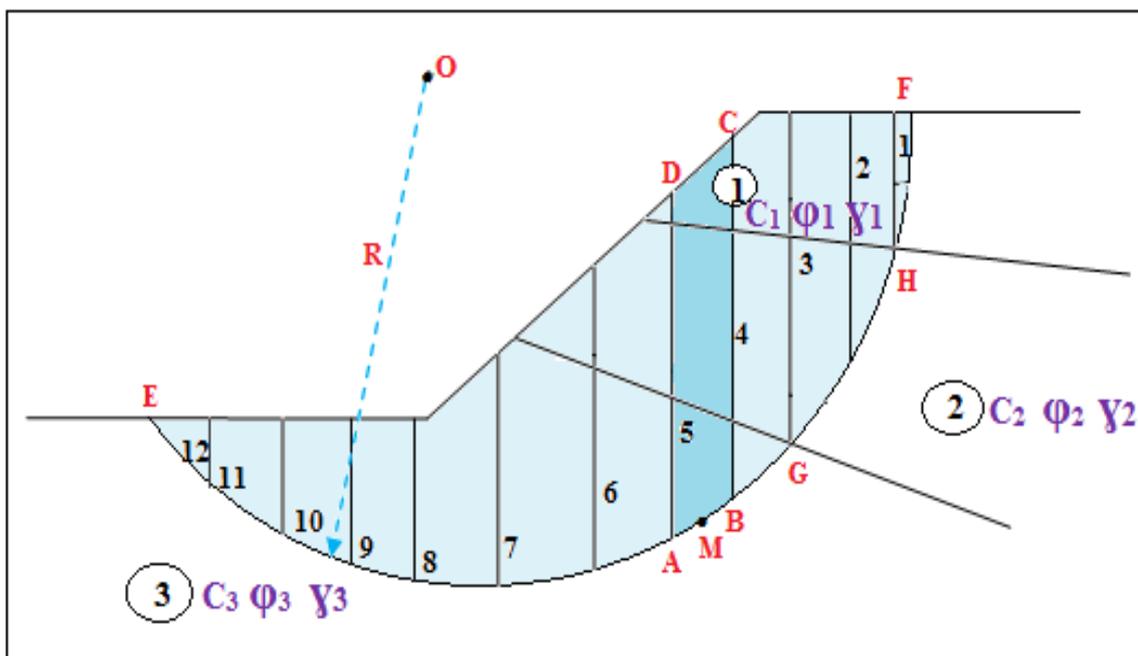


Figure III.1 : Découpage en tranches d'un talus.

Le calcul de l'équilibre d'une tranche i (Figure III.19), dans le cas de l'hypothèse de Fellenius qui considère que les forces horizontales et verticales intertranches s'équilibrent, se traduit par l'équilibre des moments par rapport au centre O . Pour l'ensemble des tranches l'équation est donné par :

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

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i \cdot L_i) \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \alpha_i)}$$

$$L_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

Avec :

n : nombre total de tranches.

c_i et ϕ_i : caractéristiques mécaniques de la tranche.

b_i : la largeur de tranche.

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

W_i : le poids propre du sol de la tranche considérée.

U_i : la pression interstitielle.

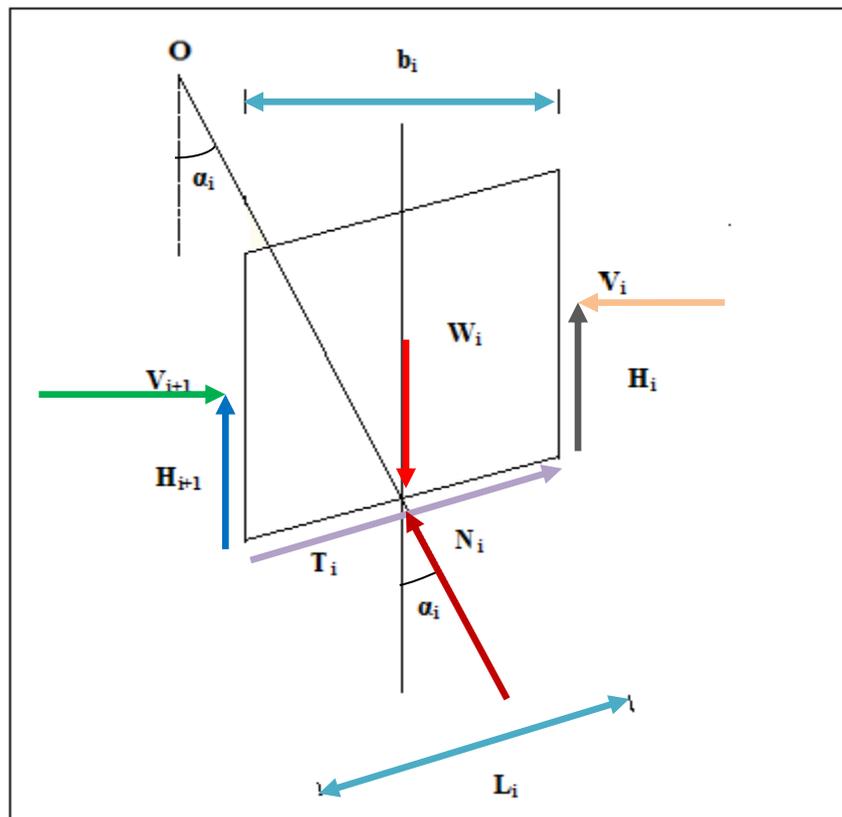


Figure III.2: Le diagramme des forces agissant sur la tranche i .

III.3. Application de la méthode des tranches sur les cas étudiés

- Le premier cas : (profil 1-1)

Pour calculer le coefficient de sécurité, on a utilisé les paramètres suivants :

- La cohésion $c = 48\text{KPa}$.
- L'angle de frottement interne $\varphi = 9.98^\circ$.
- $\gamma_h = 20.9\text{KN/m}^3$.

L'utilisation de l'abaque de la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus (Biarez 1965) qui figure en annexe a permis de trouver les paramètres : $\alpha_0=43^\circ$, $\beta_0=21^\circ$, $\beta=25^\circ$ et de localiser le cercle de glissement avec un rayon de 55,83 m.

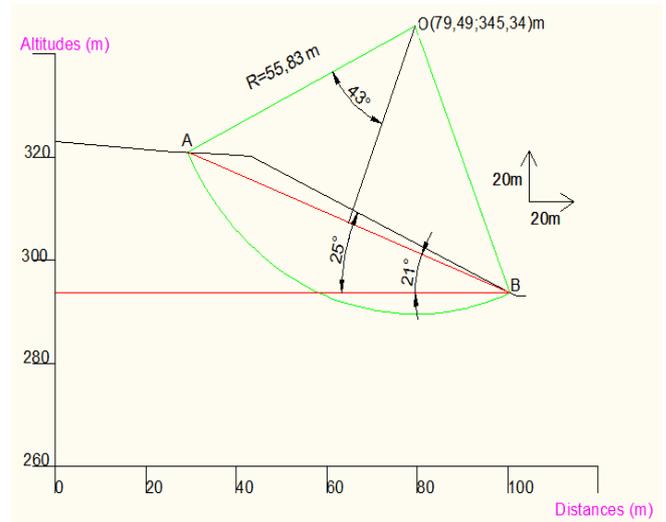


Figure III.3: Détermination du cercle de glissement du profil 1-1.

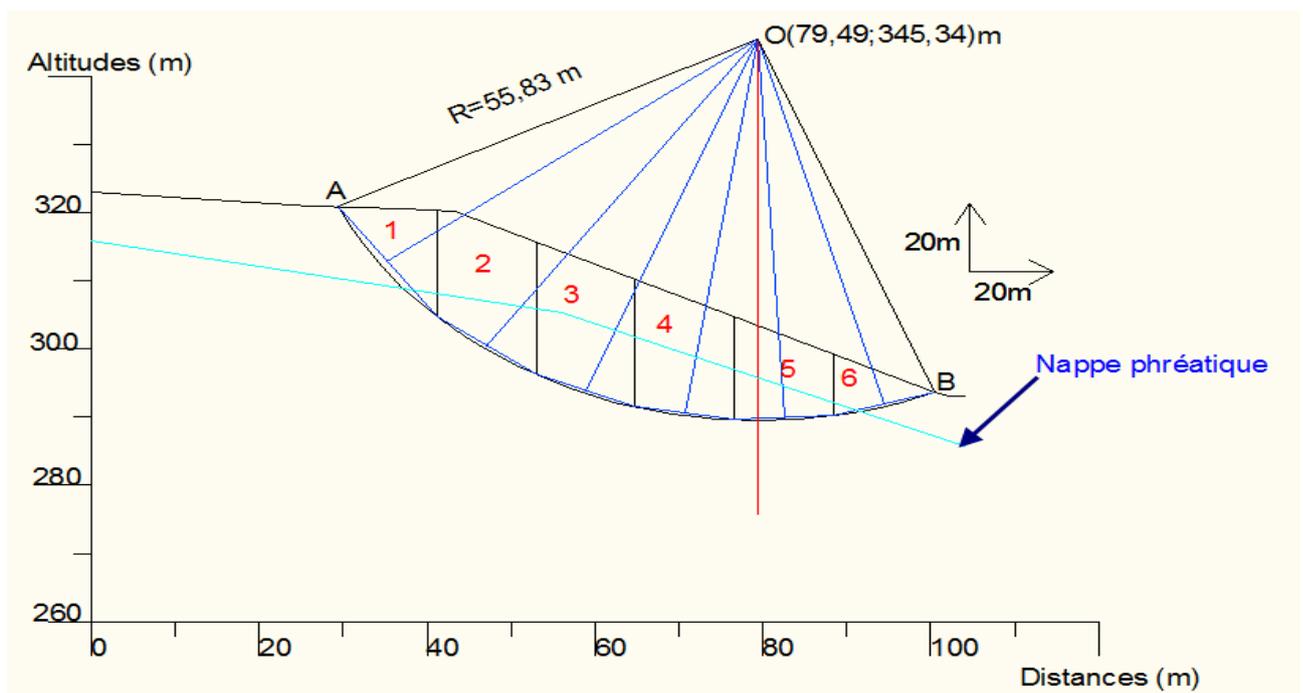


Figure III.4: Découpage en tranches du talus étudié (profil 1-1 avec nappe).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Résultats du premier cas (profil 1-1).

Nombre de tranche	1	2	3	4	5	6
Wi (KN)	2172,97	4505,41	4776,28	4218,87	3006,05	1155,02
α _i	54	36	22	9	-3	-16
bi (m)	11,84	11,84	11,84	11,84	11,84	11,89
Li (m)	19,99	14,61	12,75	11,99	11,85	12,35
C (KPa)	48	48	48	48	48	48
Φ _i °	9,98	9,98	9,98	9,98	9,98	9,98
W _i cos α _i (KN)	1277,24	3644,95	4428,49	4166,93	3001,93	1110,28
W _i sin α _i (KN)	1757,97	2648,21	1789,23	659,98	-157,32	-318,37
Hw _i (m)	0	5,77	8,99	8,28	4,72	0
U _i (KN/m ²)	0	57,7	89,9	82,8	47,2	0
C . Li	959,2	701,28	612	5755,2	568,8	592,8

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^{n=6} [C_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i \cdot L_i) \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^{n=6} (W_i \sin \alpha_i)} = \frac{6009,43}{6379,78} = 0,94$$

- **Le deuxième cas** : (profil 2-2)

On garde les mêmes paramètres mécaniques et physiques du sol utilisés dans le premier cas.

L'utilisation de l'abaque (Biarez 1965) a permis de trouver les paramètres : $\alpha_0=43^\circ$, $\beta_0=24^\circ$, $\beta=31^\circ$ et de localiser le cercle de glissement avec un rayon de 46,76 m.

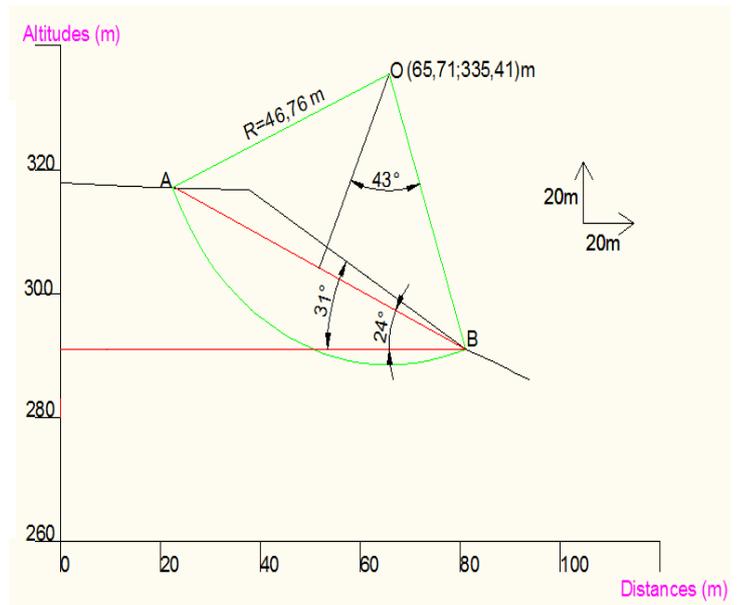


Figure III.5 : Détermination du cercle de glissement du profil 2-2.

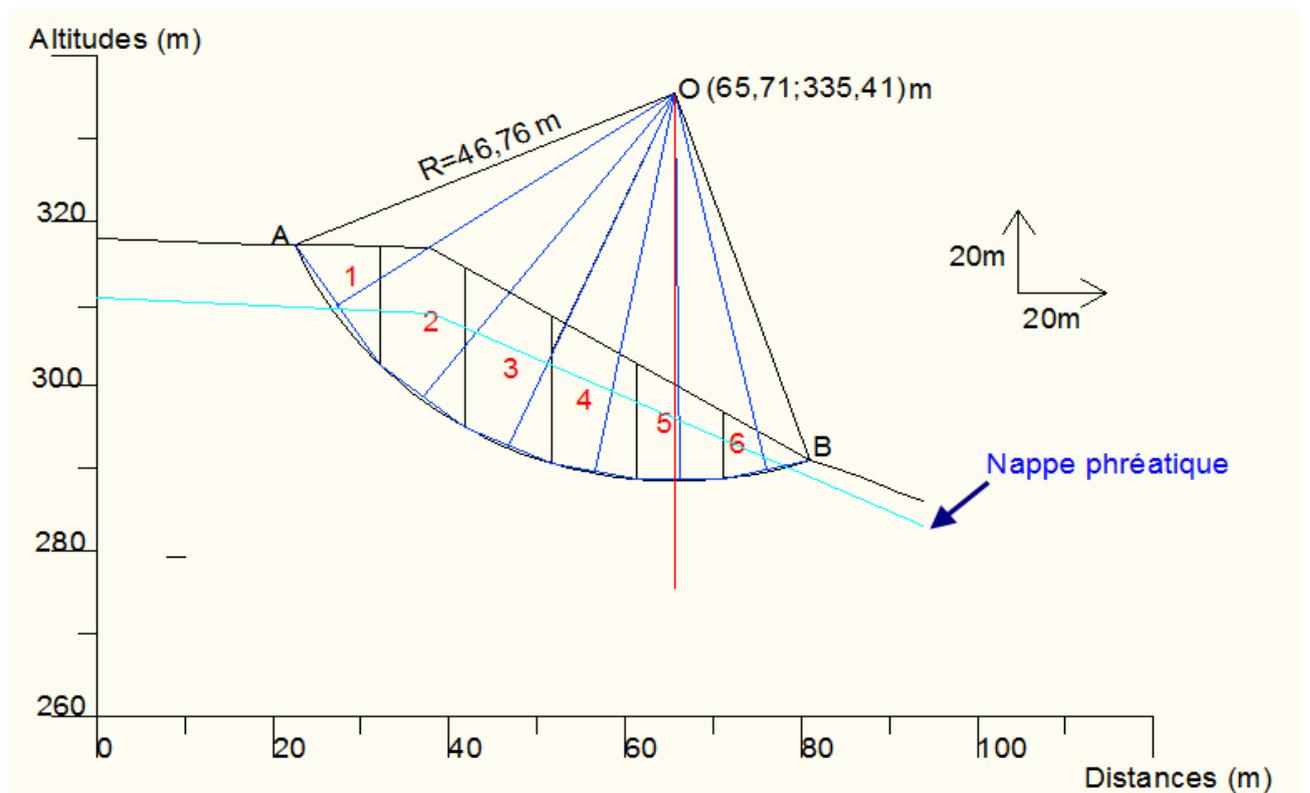


Figure III.6 : Découpage en tranche du talus étudié (profil 2-2 avec nappe).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Résultats du deuxième cas (profil 2-2).

Nombre de tranche	1	2	3	4	5	6
Wi (KN)	1646,71	3639,94	3815,30	3288,41	2290,64	882,82
α_i°	56	38	24	11	-1	-13
bi (m)	9,72	9,72	9,72	9,72	9,72	9,93
Li (m)	17,49	12,33	10,64	9,91	9,72	10,2
c (KPa)	48	48	48	48	48	48
ϕ°	9,98	9,98	9,98	9,98	9,98	9,98
$W_i \cos \alpha_i$ (KN)	920,83	28683,1	3485,45	3228	2290,29	860,19
$W_i \sin \alpha_i$ (KN)	1365,18	2240,97	1551,82	627,46	-39,98	-198,59
Hwi (m)	0	7,73	9,93	9,71	7,1	1,5
Ui (KN/m2)	0	77,3	99,3	97,1	71	15
c. Li	839,52	591,84	510,72	475,68	466,56	489,6

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=6} [c_i \cdot Li + (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i \cdot Li) \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^{n=6} (W_i \sin \alpha_i)} = \frac{4594,36}{5546,86} = 0,83$$

▪ **Analyse des résultats :**

Le calcul manuel pour les deux profils 1-1 et 2-2 donne respectivement des coefficients de sécurité de 0,94 et 0,83.

III.4. Détermination du coefficient de sécurité avec TALREN

Talren est un logiciel convivial sous Windows© permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, en utilisant les méthodes suivantes : la méthode de bishop, la méthode de fellenius, la méthode de perturbation et la méthode du calcul à la rupture avec ou sans renforcements.

III.4.1. L'interface du logiciel Talren

Fichier : ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.

Edition : permet de copier le dessin dans le presse-papier du Windows

Affichage : définir les paramètres de la grille, zoom,

Données : Les menus "Données" d'une part, "Phases et situations" et "Calcul et résultats" d'autre part permet d'introduire automatiquement des à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonné et couches) constituant le talus, les conditions complémentaire nécessaire pour le calcul.

III.4.2. Application au glissement étudié

▪ Description générale du projet :

Une fois le Talren est lancé on crée un nouveau fichier, alors une boîte de dialogue apparaît (description générale du projet), Les données à compléter dans cette boîte sont les suivantes :

- Numéro d'affaire, Titre du calcul, Lieu et commentaires (facultatifs).
- Xmin, Xmax et Ymax : limites en X pour la définition du modèle, et cote maximale du modèle (ces valeurs sont obligatoires elles correspondent aux abscisses minimale et maximale du modèle).
- Système d'unités et poids volumique de l'eau.
- Méthode de calcul par défaut et pondérations par défaut.

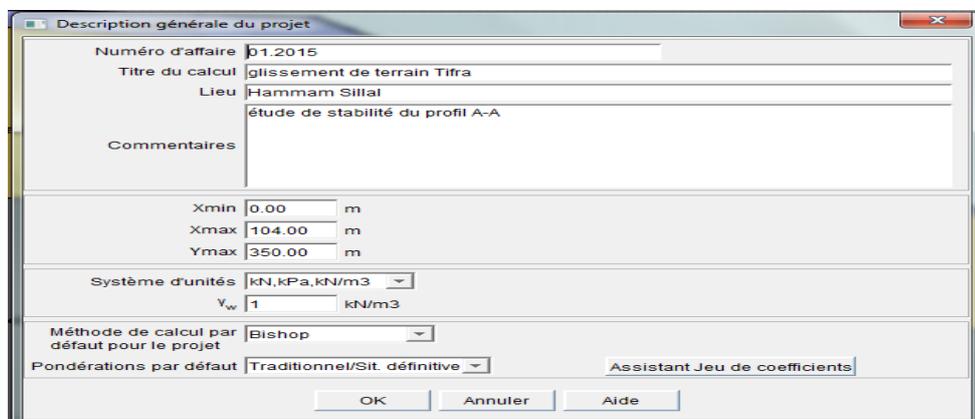


Figure III.7: Description générale du projet.

▪ Définition de la géométrie

La définition de la géométrie est à fin de dessiner le talus dans le cas étudié en introduisant dans la boîte de dialogue géométrie pour :

- L'onglet points : les coordonnées X (distances en m) et Y (altitudes en m) de tous les points de la géométrie.
- L'onglet segments : Numéros des segments (ceux-ci sont attribués automatiquement et ne sont pas modifiables).

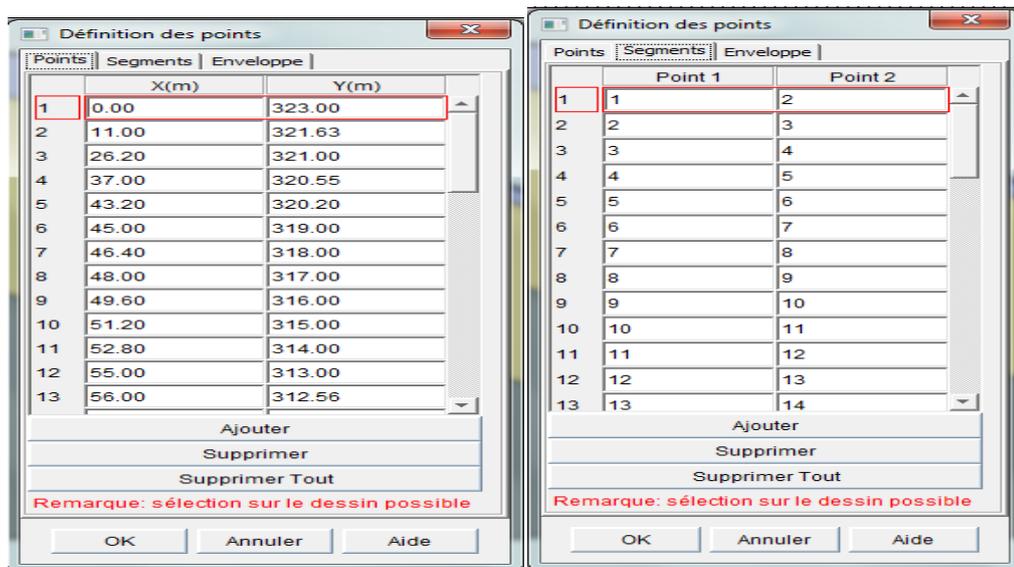


Figure III.8 : Définition de la géométrie.

▪ Caractéristiques des sols

La définition des caractéristiques des sols n'est possible que via une boîte de dialogue, accessible par le menu « Données », option « Caractéristiques des sols », les données introduites pour chaque couche sont :

Poids volumique γ et case à cocher action favorable, Couleur ou motif, Case à cocher anisotropie et type de cohésion.

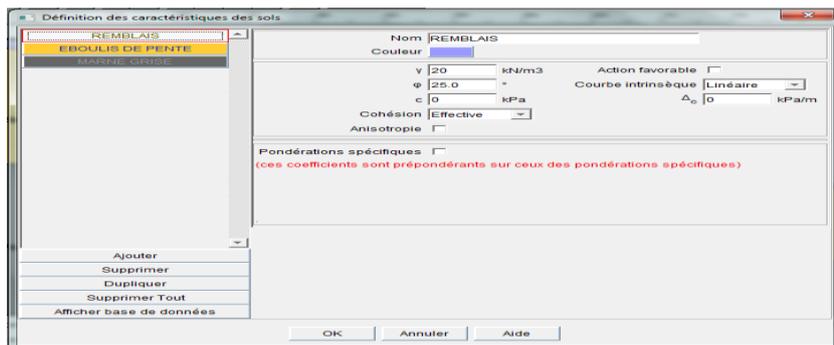


Figure III.9 : Définition des caractéristiques des sols.

▪ Le mode phasage/calculs

Dans le menu phasage/calculs On accède à :

- la définition des conditions hydrauliques par le bouton  Une boîte de dialogue s'ouvre et plusieurs types de définition sont possibles, on choisit l'option nappe phréatique et on définit le toit de la nappe.
- La définition de la situation sélectionnée pour définir les surfaces de rupture.

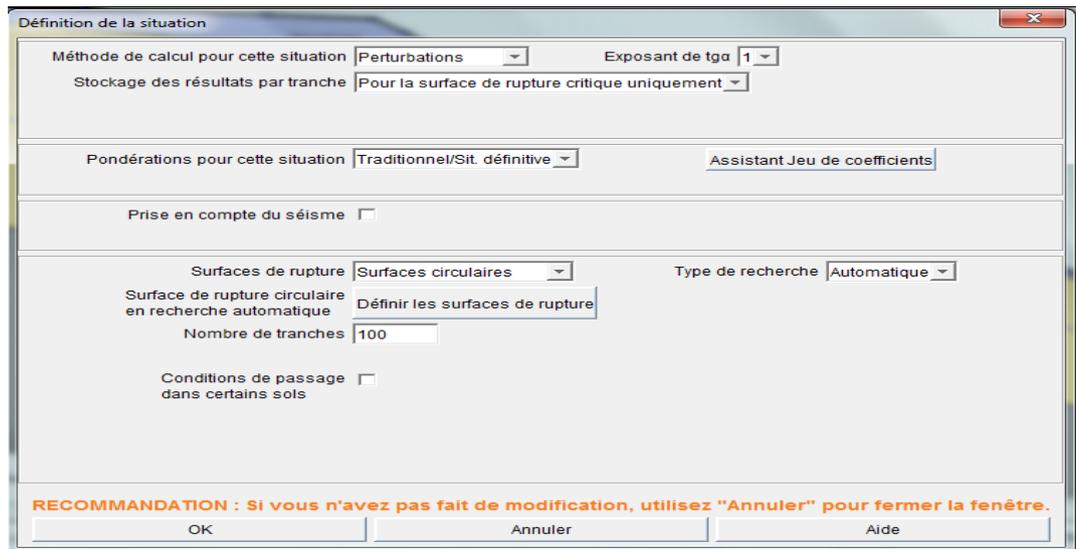


Figure III.10 : Définition de la situation.

Une fois les données bien introduites on passe au calcul de la situation sélectionnée par le bouton



○ Le premier cas :

Les paramètres géotechniques introduits dans Talren pour la modélisation du profil 1-1 sont :

Nom	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c(kPa)
Remblais	20	25.0	0.0
Eboulis de pentes	20.9	9.98	48.0
Marnes schisteuses	21	11.67	42.0

Figure III.11: paramètres géotechniques des couches de sol.

CHAPITRE III : CALCUL DE STABILITE

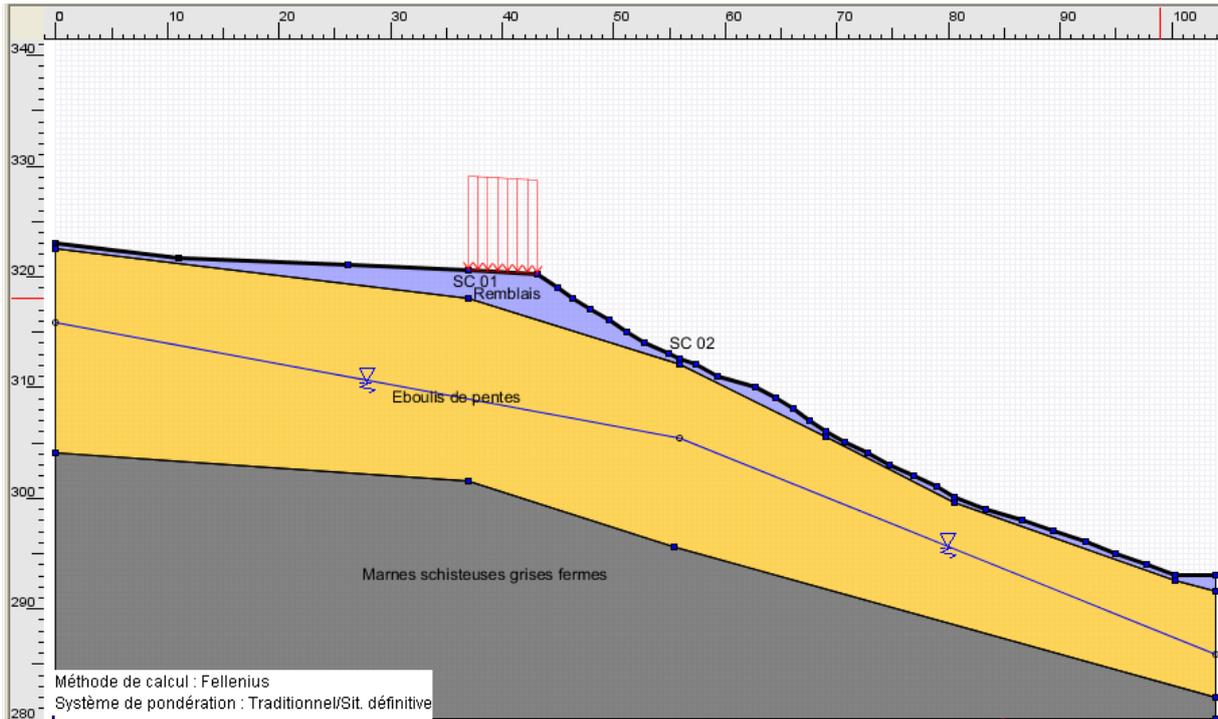


Figure III.12: Profil 1-1.

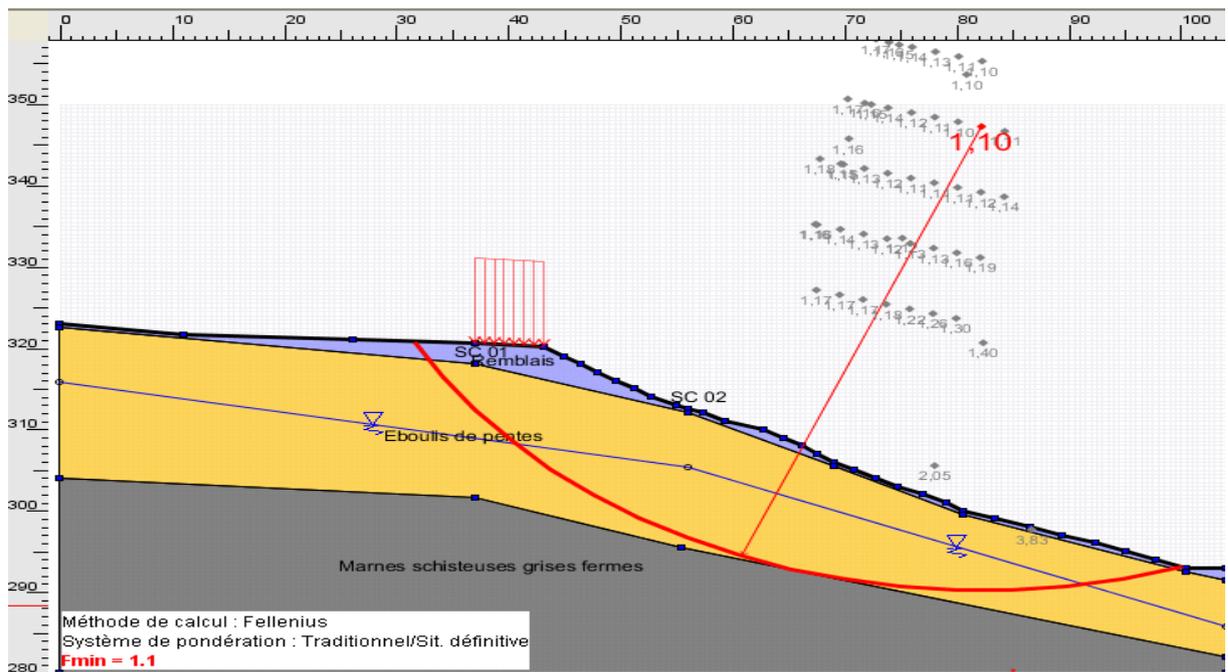


Figure III.13: Modélisation du talus avec Talren (profil 1-1).

CHAPITRE III : CALCUL DE STABILITE

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
75.81	324.81	23.68	56553.51	999.000	999.000	999.000
77.95	332.28	41.45	186935.8	1.219	1.219	1.219
77.95	332.28	36.45	88648.084	1.426	1.426	1.426
77.95	332.28	31.45	88648.084	999.000	999.000	999.000
80.09	339.75	49.23	248597.31	1.177	1.177	1.177
80.09	339.75	44.23	125851.06	1.349	1.349	1.349
80.09	339.75	39.23	125851.06	999.000	999.000	999.000
82.22	347.23	57	312073.62	1.159	1.159	1.159
82.22	347.23	52	164088.1	1.321	1.321	1.321
82.22	347.23	47	164088.1	999.000	999.000	999.000
84.36	354.7	64.77	164088.1	999.000	999.000	999.000
86.49	362.17	72.54	164088.1	999.000	999.000	999.000
88.63	369.65	80.32	164088.1	999.000	999.000	999.000
90.76	377.12	88.09	164088.1	999.000	999.000	999.000
92.9	384.59	95.86	164088.1	999.000	999.000	999.000
95.04	392.07	103.63	164088.1	999.000	999.000	999.000
73.73	325.39	33.68	132464.14	1.285	1.285	1.285
73.73	325.39	28.68	132464.14	999.000	999.000	999.000
75.87	332.86	41.45	191120.02	1.210	1.210	1.210
75.87	332.86	36.45	94962.243	1.365	1.365	1.365
75.87	332.86	31.45	94962.243	999.000	999.000	999.000
78.01	340.33	49.23	252009.99	1.177	1.177	1.177
78.01	340.33	44.23	131954.37	1.312	1.312	1.312
78.01	340.33	39.23	131954.37	999.000	999.000	999.000
80.14	347.81	57	314686.01	1.159	1.159	1.159
80.14	347.81	52	169942.7	1.298	1.298	1.298
80.14	347.81	47	169942.7	999.000	999.000	999.000
82.28	355.28	64.77	378923.35	1.151	1.151	1.151
82.28	355.28	59.77	208726.89	1.288	1.288	1.288
82.28	355.28	54.77	208726.89	999.000	999.000	999.000

Figure III.14: Résultats détaillés du profil 1-1.

Tableau III.3: Résultats obtenus pour les trois méthodes du profil 1-1.

Méthodes	Coefficients de sécurité
Bishop	1,14
Fellenius	1,10
Perturbations	1,14

○ **Le deuxième cas :**

Les paramètres géotechniques introduits dans le Talren pour la modélisation du profil 2-2 sont :

Nom	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c(kPa)
Remblais	20	25.0	0.0
Eboulis de pentes	20.9	9.98	48.0
Marnes schisteuses	21	11.67	42.0

Figure III.15: paramètres géotechniques des couches de sol.

CHAPITRE III : CALCUL DE STABILITE

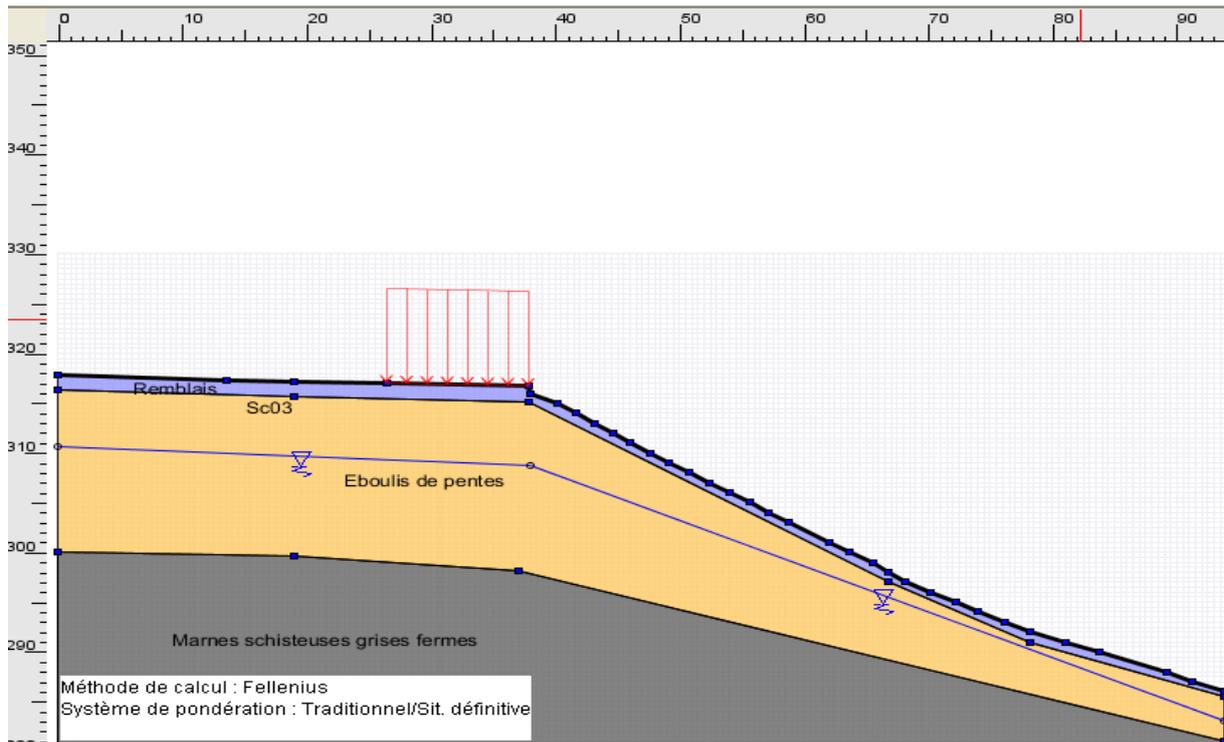


Figure III.16 : Profil 2-2.

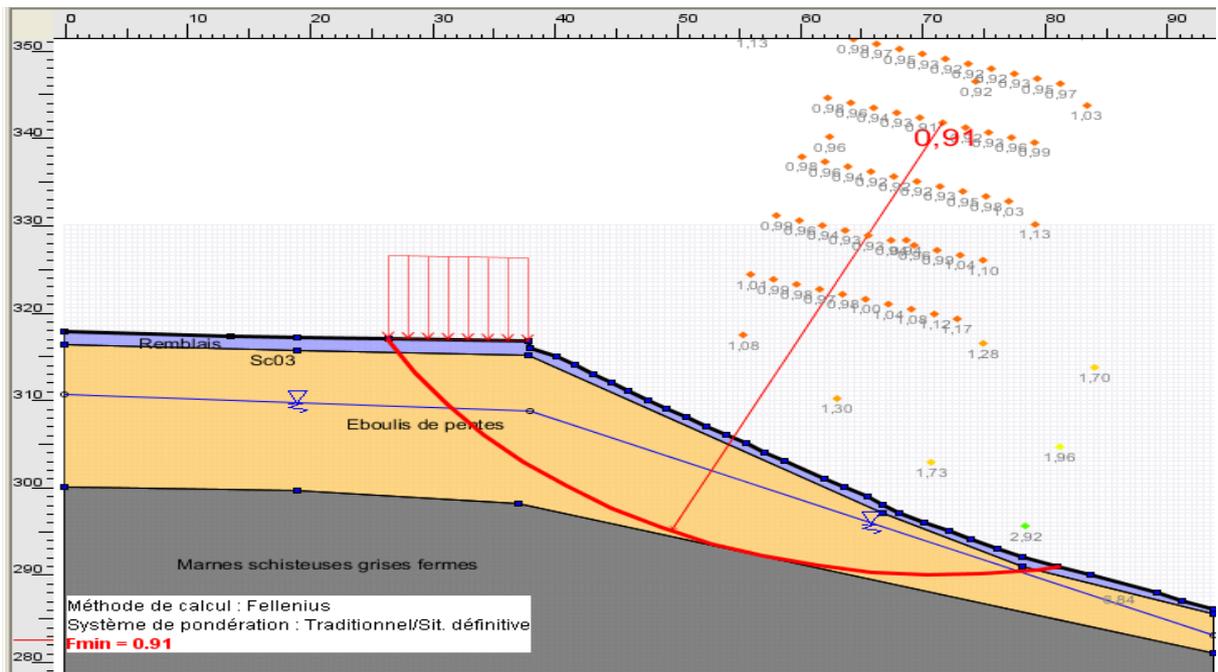


Figure III.17 : Modélisation du talus avec Talren (profil 2-2).

CHAPITRE III : CALCUL DE STABILITE

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
78	361.95	72.91	360883.39	0.968	0.968	0.968
78	361.95	67.91	174393.92	1.236	1.236	1.236
78	361.95	62.91	174393.92	999.000	999.000	999.000
80.1	368.68	79.96	406471.43	0.976	0.976	0.976
80.1	368.68	74.96	198349.3	1.239	1.239	1.239
80.1	368.68	69.96	198349.3	999.000	999.000	999.000
82.2	375.42	87.02	452533.17	0.985	0.985	0.985
82.2	375.42	82.02	222377.93	1.237	1.237	1.237
82.2	375.42	77.02	222377.93	999.000	999.000	999.000
84.3	382.15	94.07	498656.64	0.994	0.994	0.994
84.3	382.15	89.07	246535.83	1.244	1.244	1.244
84.3	382.15	84.07	246535.83	999.000	999.000	999.000
63.51	322.1	30.57	102306.38	1.030	1.030	1.030
63.51	322.1	25.57	39642.223	1.411	1.411	1.411
63.51	322.1	20.57	39642.223	999.000	999.000	999.000
65.61	328.84	37.63	143679.75	0.983	0.983	0.983
65.61	328.84	32.63	61990.209	1.300	1.300	1.300
65.61	328.84	27.63	61990.209	999.000	999.000	999.000
67.71	335.57	44.68	186089.79	0.963	0.963	0.963
67.71	335.57	39.68	84987.555	1.246	1.246	1.246
67.71	335.57	34.68	84987.555	999.000	999.000	999.000
69.82	342.31	51.74	229233.48	0.952	0.952	0.952
69.82	342.31	46.74	108271.38	1.224	1.224	1.224
69.82	342.31	41.74	108271.38	999.000	999.000	999.000
71.92	349.04	58.8	272914.41	0.955	0.955	0.955
71.92	349.04	53.8	131751.21	1.218	1.218	1.218
71.92	349.04	48.8	131751.21	999.000	999.000	999.000
74.02	355.78	65.85	317145.78	0.962	0.962	0.962
74.02	355.78	60.85	155428.94	1.219	1.219	1.219
74.02	355.78	55.85	155428.94	999.000	999.000	999.000

Figure III.18: Résultats détaillés du profil 2-2.

Tableau III.4: résultats obtenus pour les trois méthodes du profil 2-2.

Méthodes	Coefficients de sécurité
Bishop	0,94
Fellenius	0,91
Perturbations	0,94

○ Détermination de la cohésion c au moment du glissement :

Au moment du glissement le coefficient de sécurité $F \leq 1$

Pour trouver la valeur de la cohésion au moment du glissement on fixe $F=1$ et on retient la valeur de l'angle de frottement $\varphi = 9,98^\circ$.

On obtient : $c=10,34\text{kn/m}^2$

III.4.3. Conclusion

Le talus pourra être considéré comme stable pour la surface de glissement considérée si le coefficient de sécurité vaut au moins 1,5.

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. En variant le rayon du cercle de rupture, on cherche le coefficient de sécurité le plus probable

Les résultats obtenus dans le calcul manuel par la méthode des tranches de Fellenius pour les deux profils 1-1 et 2-2 qui sont respectivement $F_s=0,94$ et $F_s=0,83$, ces valeurs sont proches de 1 donc le talus est instable.

Les différentes méthodes utilisées par le logiciel Talren pour les deux profils donnent toutes des coefficients de sécurité inférieure à 1.5 avec des valeurs très proches

La présence de la nappe a une grande influence sur la valeur du coefficient de sécurité.

Chapitre IV : Etude de confortement

IV.1. Introduction

Les solutions d'amélioration de la stabilité d'un talus instable sont diverses, elles peuvent être regroupé en quatre familles : celles qui agissent sur la géométrie du terrain, celles qui agissent sur les conditions hydrauliques, celles qui agissent sur les caractéristiques mécaniques et celles qui améliorent les caractéristiques du sol. Le choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité.

IV.2. Renforcement des talus par des pieux

IV.2.1. Définition d'un pieu

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site. Si cette technique à trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en œuvre et quelle n'affecte pas la géométrie du site.

IV.2.2. Principaux type de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux réalisés par excavation du sol et les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux forés et dans le second les pieux battus.

- **Pieux forés**

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité les parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu.

- **Pieux battus**

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

IV.3. Calcul de l'ouvrage (pieux forés sans refoulement)

La stabilisation du talus peut être assurée par des pieux en béton armé, ancré à 1/3 de leur hauteur dans le substratum et implantés en forme jointifs au tiers central du talus.

IV.3.1. Calcul de l'effort de clouage R_0 : (L'effort que doit reprendre le pieu)

Pour le calcul du confortement par pieux on adopte le profil représenté dans la Figure IV.1. Soit R_0 l'effort que doit reprendre le pieu

On admet une augmentation du coefficient de sécurité F de 40 % pour le confortement, en tenant compte de R_0 dans la formule du coefficient de sécurité.

(R_0 : Donne un moment stabilisant).

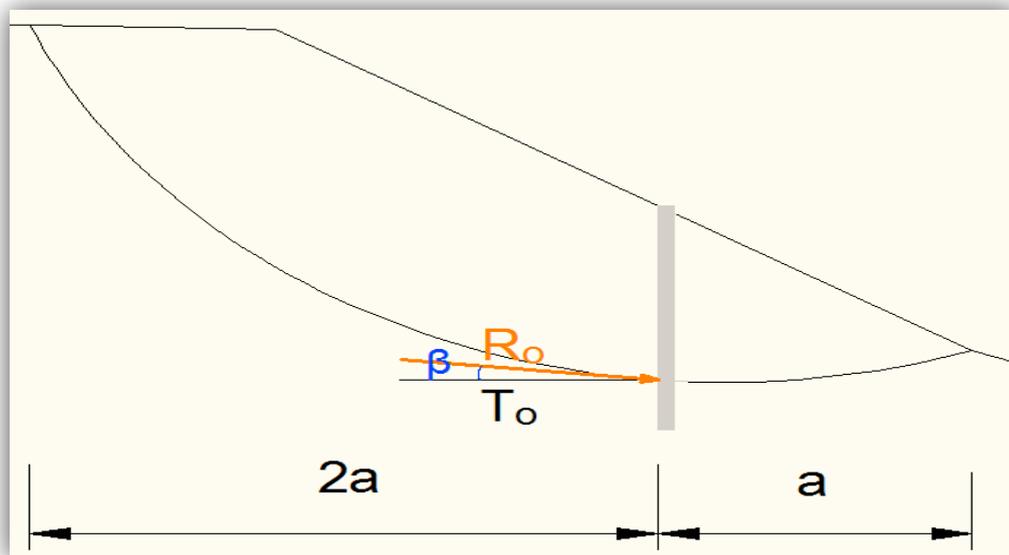


Figure IV.1:Présentation de l'effort de clouage.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^6 [C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi] + R_0}{\sum_1^6 W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_s = F_0 + \frac{R_0}{\sum_1^6 W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Avec :

$$F_0 = \frac{\sum_{i=1}^6 [C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi]}{\sum_1^6 W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Au moment du glissement $F_0 = 1$

On augmente le coefficient de sécurité F_0 d'un pourcentage de 40%.

$$R_0 = (F_s - F_0) \cdot \sum_1^6 W_i \cdot \sin \theta_i$$

$$R_0 = (1.4 - 1) \cdot 5546.86 = 221.874t$$

R_0 : est l'effort de clouage

IV.3.2. Calcul de l'effort horizontal T_0

On a $T_0 = R_0 \cdot \cos \beta = 221.874 \cdot \cos 5^\circ = 221.03t$

IV.4. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu

a) Calcul du coefficient de réaction linéique K_f

$$K_f = \frac{12 \cdot E_m}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot B}{B_0}\right)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \geq B_0 \text{ [13]}$$

Avec :

E_m : module préssiométrique, E_m harmonique = 155.94 bars.

B_0 : Diamètre de référence, $B_0 = 0,6m$.

B : Diamètre du pieu.

α : Facteur rhéologique dépendant de la nature du sol.

D'où : $K_f = 6612.3 \frac{t}{m^2}$

b) Détermination de α

On a $E_{\text{harm}}/P_{\text{l harm}} = 13,27$ au niveau du sondage préssiométrique N° 1, en reportant cette valeur dans le **tableau IV.1**, on aura :

✓ $\alpha = 2/3$

Tableau IV.1: Facteur rhéologique α pour divers types de sols [11]

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	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 à 16	$\frac{2}{3}$	8 à 14	$\frac{1}{2}$	7 à 12	$\frac{1}{3}$	6 à 10	$\frac{1}{4}$
Sous-consolidé, altéré et remanié ou lâche	-	7 à 9	$\frac{1}{2}$	5 à 8	$\frac{1}{2}$	5 à 7	$\frac{1}{3}$	-	-

c) Niveau d'ancrage

La ligne de rupture de glissement est à 15 m de profondeur, donc d'après le DTR B .C 2.33.2 on opte pour un ancrage de 4 à 5 fois le diamètre du pieu, ce qui donne un ancrage de 6 m.

d) Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi .D^4}{64} = 0.05m^4$$

e) Calcul de la longueur élastique ou de transfert l_0

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4.E_p.I}{K_f}} = 3.14 \text{ m}$$

avec : $E_p = 3,2. 10^6 \text{ t/m}^2$

f) Calcul du moment maximal M_{\max}

$$T(z) = T_0 . D^*$$

Avec : $D^* = e^{-z/l_0} . (\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0})$

$$M(z) = T_0 . l_0 . c^*$$

Avec : $C^* = e^{-z/l_0} . (\sin \frac{z}{l_0})$

Le moment maximal est donné par $T(z) = 0$

Donc : $T_0 . e^{-z/l_0} . (\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0}) = 0$

$$\Rightarrow (\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0}) = 0$$

$$\Rightarrow z = l_0 . \frac{\pi}{4} = 2,46 \text{ m}$$

Donc : $C^* = 0,32$

D'où $M_{\max} = 222,09 \text{ t. m.}$

g) Diagramme des moments

$$M(z) = T_0 . l_0 . e^{-z/l_0} . (\sin \frac{z}{l_0})$$

$$M(z) = 0 \Rightarrow \sin \frac{z}{l_0} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{z}{l_0} = 0 \Rightarrow z = 0 \\ \frac{z}{l_0} = \pi \Rightarrow z = 9.86 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.2: Variations des moments en fonction de la profondeur.

Profondeur Z (m)	Moment (t. m)
0	0
2.46	222,09
5	141,17
9,86	0
12	-9,55
15	-5,83
18	-1,18
20	0,10

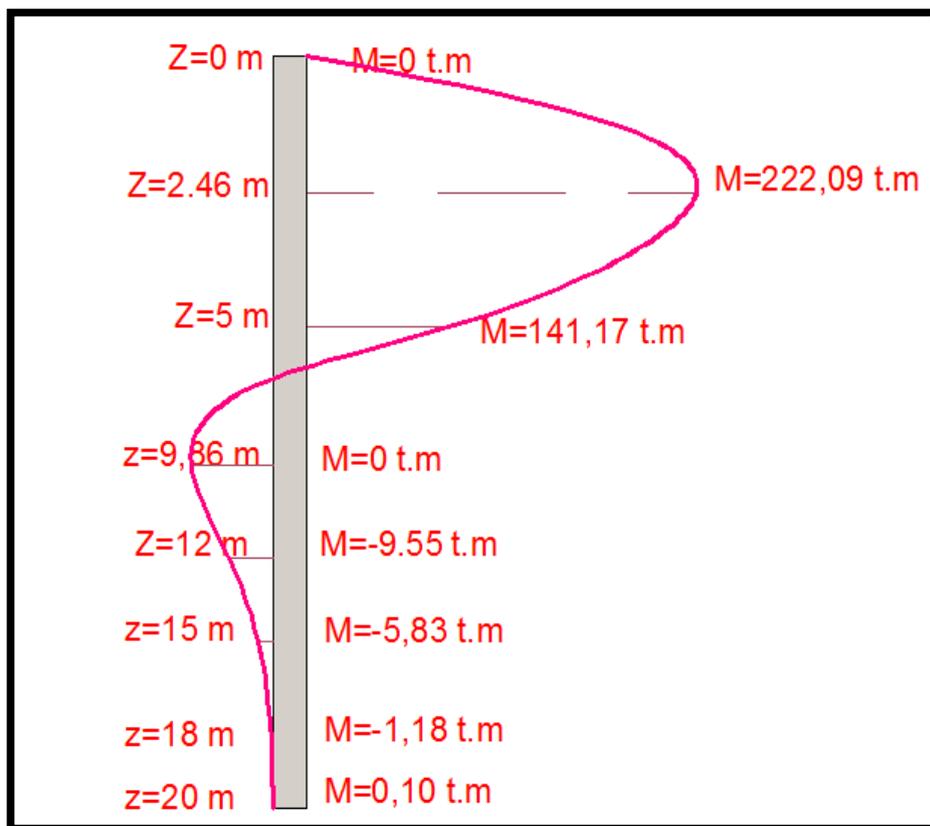


Figure IV.2: Diagramme des moments.

f) Calcul du déplacement maximal

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

Avec :

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

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

Donc : $A^* = 0,32$

$$Y_{max} = \frac{2 \cdot 221,03}{6612,3 \cdot 2,46} \cdot 0,32$$

D'où $Y_{max} = 0.0068m$

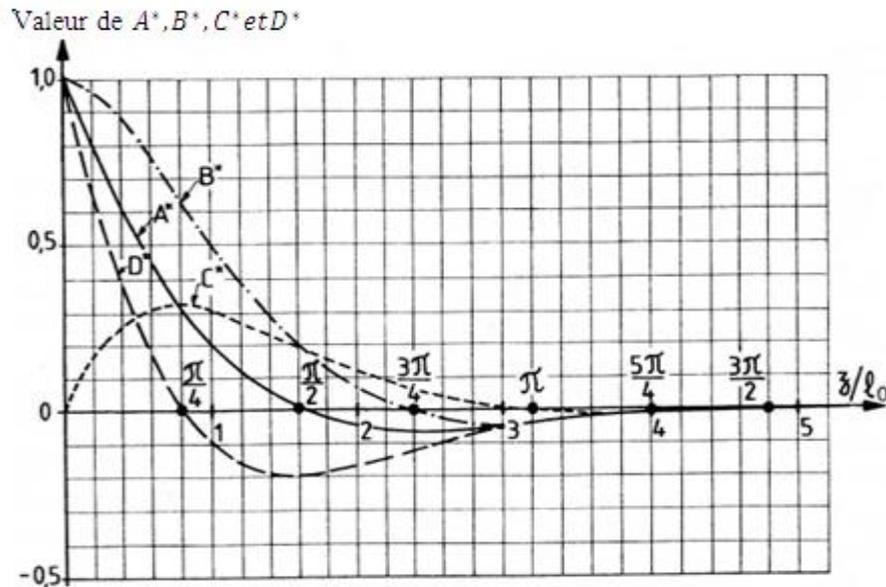


Figure IV.3: Valeur des fonctions A^*, B^*, C^* et D^* . [13]

IV.5. Modélisation du problème avec confortement par le logiciel GEOSLOPE

IV.5.1. Présentation du logiciel

SLOPE/W est un logiciel basé sur la théorie de l'équilibre limite, il donne la surface de rupture potentielle et calcule le coefficient de sécurité. Il permet l'analyse de la stabilité en utilisant les méthodes suivantes : La méthode Ordinaire (ou Fellenius), la méthode de Bishop, la méthode de Janbu, et la méthode de Morgenstern-Price.

SLOPE/W a la capacité de modéliser des types hétérogènes de sol, des stratigraphies complexes avec un comportement rigide plastique, les états variables de la pression d'eau, les charges appliquées et les différents types de surfaces de glissement : surface circulaire, surface composée...etc.

Comme beaucoup de logiciels d'application Génie Civil, SLOPE/W possède trois modules :

- Le préprocesseur  **Define**: il permet à l'utilisateur de définir un modèle de son problème, qui comporte la géométrie du massif étudié, les caractéristiques des sols rencontrés, les conditions hydrauliques et de chargement, et la méthode de calcul du coefficient de sécurité.



- L'opérateur de calcul **Solve** c'est lui qui va résoudre le problème posé ;



- Le post processeur **Contour** ce module permet de visualiser graphiquement les résultats obtenus concernant l'ensemble des surfaces de glissement, ainsi que la valeur des coefficients de sécurité associés. Il est possible d'afficher pour chaque tranche les diagrammes de forces, la valeur de grandeurs caractéristiques le long de la surface de glissement. Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Les données et les résultats du logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
- Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m ³), c (KN/m ²), ϕ (°). - Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -Le niveau de la nappe phréatique.	- Le facteur de sécurité. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus. - La pression interstitielle le long du talus.

IV.5.2. Application au glissement étudié

On fait entrer les paramètres géotechniques de chaque couche (Tableau IV.4), et les coordonnées de la nappe (Tableau IV.5). On modélise le terrain suivant le profil 2-2.

Tableau IV.4: Les paramètres géotechnique de chaque couche.

Couches	couleur	γ kN/m ³	C kpa	ϕ (°)
Remblais		20	0	25
Eboulis de pentes		20,9	48	9,98
Marnes schisteuses grises fermes		21	42	11.67

Tableau IV.5: Les coordonnées de la nappe.

X(m)	0.00	38.00	93.80
Y(m)	310.58	308.80	283.00

IV.5.2.1. Modélisation des différents confortements proposés par le logiciel Geo-slope

IV.5.2.1.1. Rabattement de la nappe phréatique

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe.

Dans notre projet, nous avons proposé un système de drainage qui se compose par des tranchées drainantes, elles sont de 7 m de profondeur parallèles aux courbes de niveaux. Au fond de cette tranchée un drain constitué de PVC perforé plus un gravier 15/25 le tout enveloppé dans un géotextile de filtration (voir annexe).

- **Modélisation du talus avant rabattement de la nappe (Figure IV.4)**

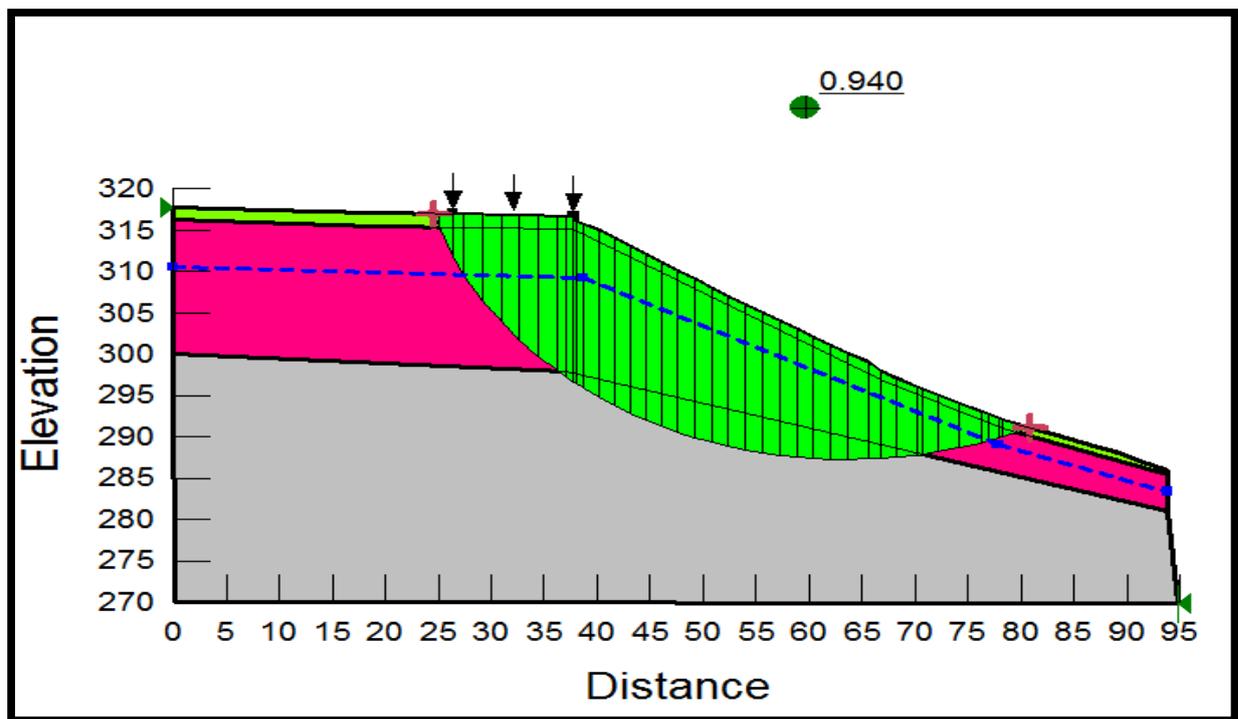


Figure IV.4 : Talus modélisé avant le rabattement de la nappe.

- **Modélisation du talus après rabattement de la nappe (Figure IV.5)**

Après le rabattement de la nappe, on a obtenu un coefficient de sécurité qui est égal à 1.097 avec un gain de 17 %.

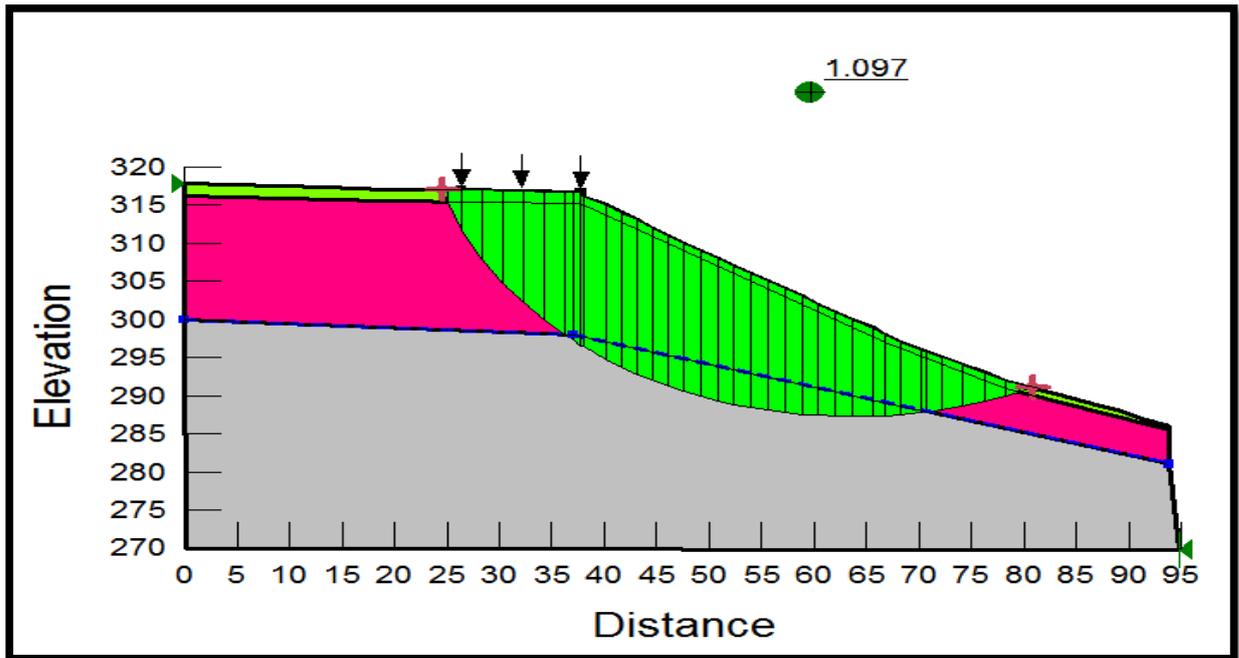


Figure IV.5 : Talus modélisé après rabattement de la nappe.

IV.5.2.1.2. modélisation avec des pieux

- Modélisation du talus par pieux sans rabattement de la nappe (Figure IV.6)

Le pieu a les dimensions suivantes (longueur de 20 m, diamètre de 1 m et un ancrage de 6m)

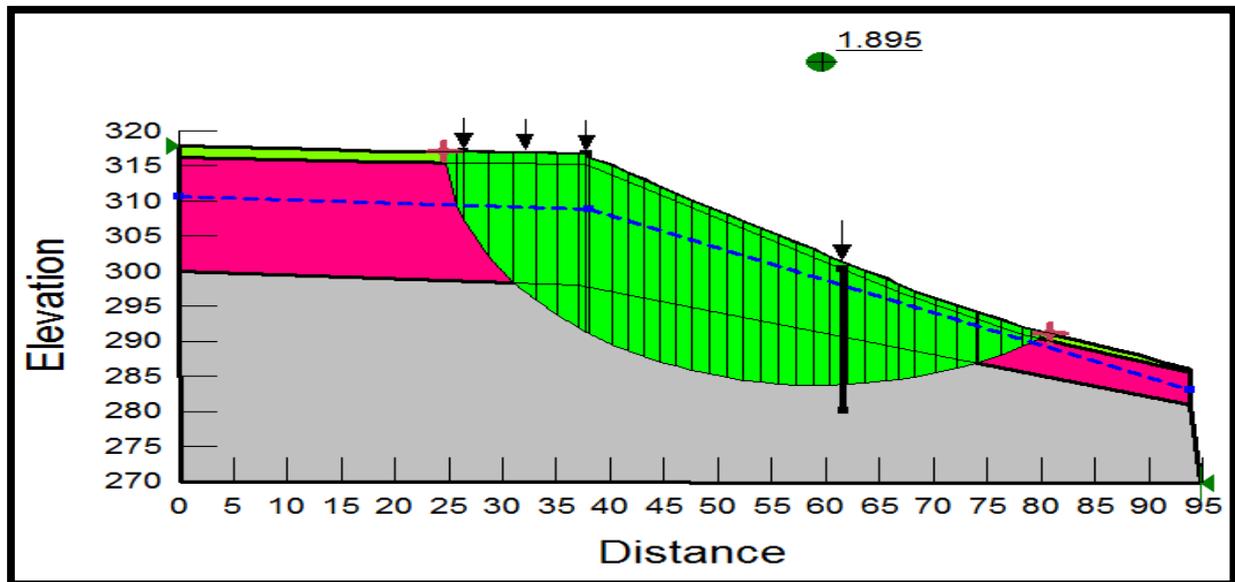


Figure IV.6: Talus modélisé par pieux sans rabattement de la nappe.

La modélisation par pieux jointifs (parois de pieux) en BA de 1 m de diamètre, ancrés dans les marnes schisteuses a donnée un coefficient de sécurité de 1.895.

- **Modélisation du talus par pieux avec rabattement de la nappe (Figure IV-11)**

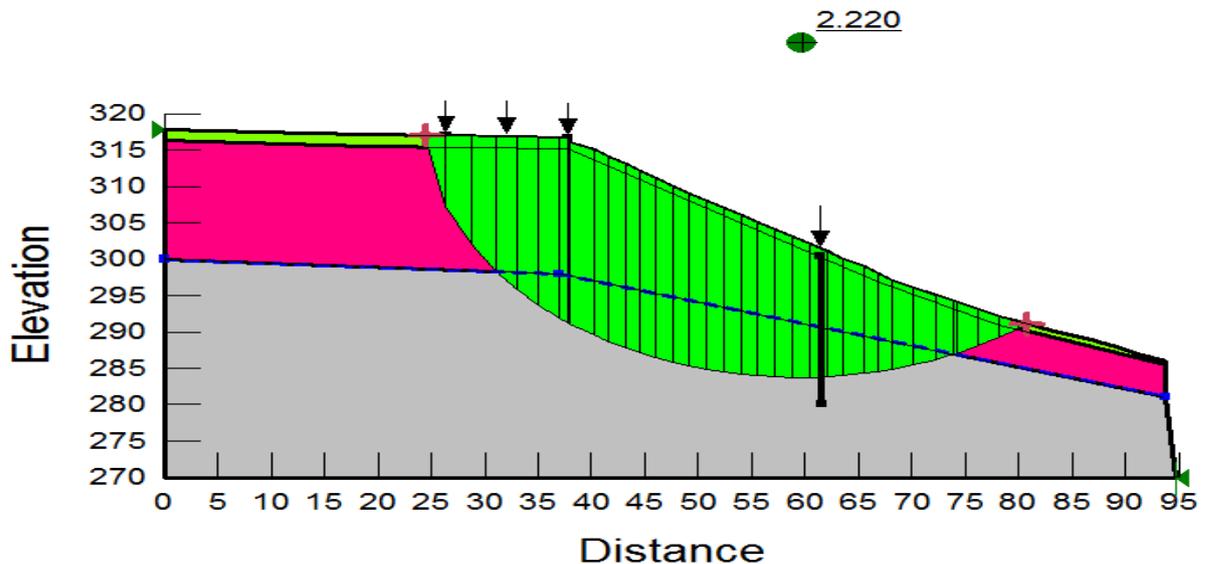


Figure IV.7: Talus modélisé par pieux avec rabattement de la nappe.

Dans cette partie on a vérifié la stabilité du talus avec un renforcement par pieux jointifs et un système de drainage en même temps, la modélisation a donné un coefficient qui est égal à 2,22.

IV.5.2.1.3. Ferrailage des pieux

Selon le DTR B .C 2.33.2

Le pieu est sollicité par un effort tranchant (T) et un moment fléchissant (M_{max}). Pour cela on doit ferrailer à la flexion déviée composée

Pour les armatures longitudinales, le diamètre est compris entre 16 mm et 40 mm.

- Le diamètre des armatures transversales est en fonction de celui des armatures longitudinales
- $8\text{mm} < \varnothing_t < 16\text{mm}$
- L'escarpement des cerces est inférieur ou égale à 0,35 m
- L'enrobage requis est généralement de 7 cm

On introduire les valeurs de M_{max} et T trouvé précédemment dans le logiciel expert robot qui permet de calculer les sections d'acier selon le règlement BAEL mod.99 à (ELS).

Les résultats obtenus sont :

$$A_S = 78,5 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_1 = 16\text{HA}25 = 78,54 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_1}{3} = 8,33 \text{ mm on prend } \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

L'écartement entre les cerces on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

L'enrobage $e = 0,7 \text{ m}$

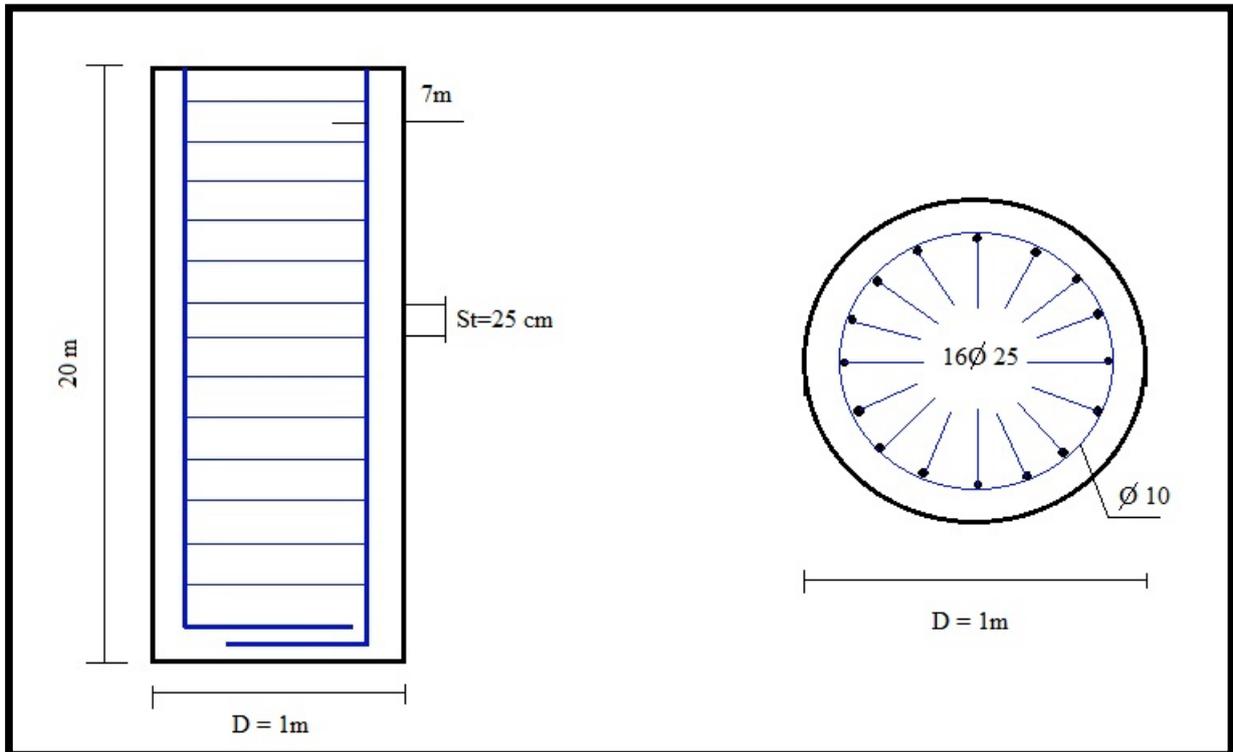


Figure IV.8 : Ferrailage du pieu.

IV.6.Conclusion

Pour stabiliser la zone affectée par le glissement Nous avons proposé un confortement, ce choix de confortement se porte sur les pieux forés en béton armé plus le drainage ; ce choix est motivé par l'importance du CW 13 et le risque sur les habitants, cette solution est efficace pour ce type de situation étant donné qu'ils peuvent être mise en place sans aggraver l'équilibre précaire du site.

Conclusion générale

Le but de ce travail est l'étude de la stabilité du glissement de terrain survenu sur le chemin de wilaya n°13 (CW 13) au niveau de la localité de Tifra - wilaya de Bejaia. L'analyse des données géométriques, géologiques et géotechniques du site a montré que les facteurs principaux qui sont à l'origine de l'instabilité de ce site sont essentiellement : la présence d'eau, la pente ainsi que le type de sol.

Pour localiser la surface du glissement critique, un calcul du coefficient de sécurité a été mené à l'aide de deux logiciels Talren et Geo-Slope, pour trois méthodes de calcul de stabilité, Perturbation et Fellenius pour Talren et Bishop, Fellenius et Janbu pour Géo-Slope. Les résultats obtenus ont montré que le talus est en équilibre instable et nécessite donc un confortement.

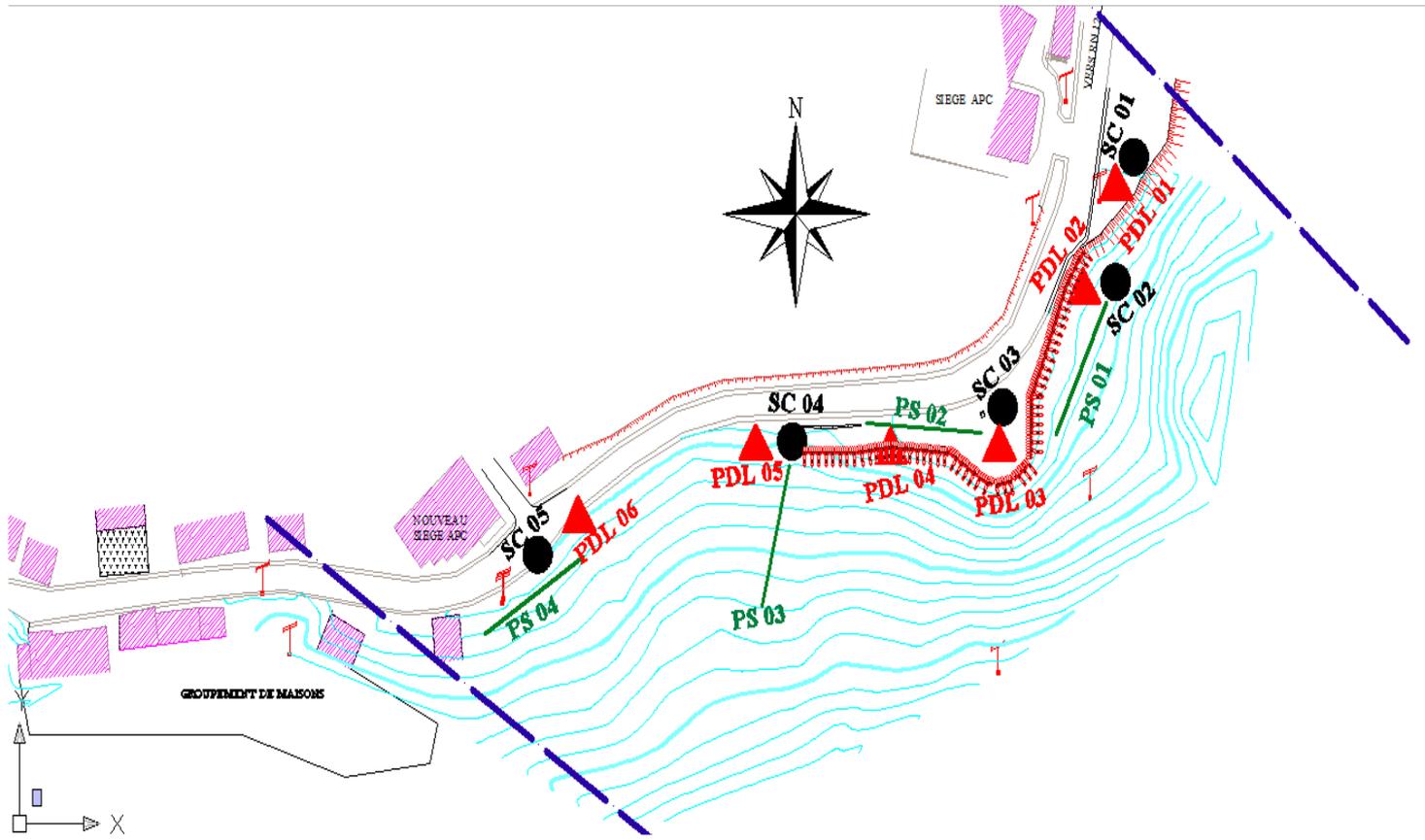
Deux modes de stabilisation ont été étudiés (drainage, pieux forés avec drainage) et pour chaque technique de confortement, le calcul du coefficient de sécurité témoigne de son degré d'efficacité.

Enfin, le choix du confortement est porté sur les pieux forés en béton armé avec le drainage car le sol en place est de type argileux et vu le risque sur les habitants et les constructions avoisinantes.

*Références
bibliographiques*

- [1] **Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques**. Étude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc, mission 1: identification des risques. Les glissements de terrain. Maroc. Septembre 2008.
- [2] **SELAMI Soumaya et BELAMRI Samia**. Etude de stabilisation et de confortement du glissement de terrain CW 16 AIT IDDRIS Bejaia. Mémoire. Univ.A.Mira de Bejaia 2013/2014.
- [3] **Office fédéral de l'environnement (OFEV) Division Prévention des dangers Glissements de terrain Causes**. Septembre 2009.
- [4] **ABBAS Nassim et KHETTACHE Omar**. Etude de stabilité et confortement du glissement de terrain de sidi ouali (Bejaia). Mémoire. Univ.A.MIRA. De Bejaia.
- [5] **BEN AISSA A(2003)**. Glissement de terrain – calcul de stabilité. Ed .O.P.U (Alger).
- [6] **RAHMANI Naima**, méthodes stochastiques de calcul de stabilité des pentes. Thèse. Université MOULOUD MAMMERI Tizi ouzou. 2011.
- [7] **EL BRAHMI Jamila**. Cours Ecole Mouhamadia des ingénieurs. Cours 2^{ème} année génie civil : stabilité des talus. 20011/2012.
- [8] **NABET Takfarinas**. Etude de confortement de glissement de terrain survenu sur le chemin communal reliant la RN 12 au village amadane et boumansour au niveau de l'établissement pénitencier D'oued Ghir de la Wilaya de Bejaia. Mémoire. Univ.A.Mira de Bejaia. 2014.
- [9] **Reiffsteck ph (LCPC. div.MSRGI sec. CSOG)**. Cours de mécanique des sols avancée : stabilité des pentes.
- [10] <http://www.bali-home-construction.com/nos-techniques-de-construction-a-bali/>.
- [11] **Bendadouche H et Lazizi S**. génie civil. Glissement de terrain et confortement. 2013.
- [12] **Laboratoire national du bâtiment et des travaux D'HAITI. Delmas 33**. les méthodes de reconnaissance.
- [13] **Gérard Philiponnat Bertrand Hubert**. Géotechnique. Fondations et ouvrages en terre. (1997).
- [14] **Filliat, G**, La pratique des sols et des fondations. Ed .Moniteur. Paris. pp 555-626. (1981).
- [15] **Habib, P**. Génie Géotechnique-Application de la mécanique des sols et des roches. Ed. Ellipses AUPELF/UREF. Paris. (1997).

Annexes



ANNEXE 01



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC01

Projet : Etude géotechnique de stabilisation d'un versant à Tifra
Endroit : Tifra

Dossier N° : 2014-DE-S0L-41
Client : APC DE Tifra

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25	50	75	100										
1.5	-2.50	2.50												Remblais (d'origine alluvionnaires)		
3.0														Eboulis de pentes (Blocs de grés enveloppés dans une matrice argilo-graveleuse)		
4.5																
6.0																
7.5																
9.0																
10.5																
12.0																
13.5																
15.0																
16.5																
18.0																
19.0	-19.00	19.00												Passage d'argile marneuse grise		
19.5	19.00	20.00														
20.0	20.00	20.00												Fin du forage à une profondeur de 20 m.		
21.0																
22.5																
24.0																
25.5																
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :			
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique(Sd, G) AC : Analyse chimique	CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GU : Gonflement libre R : Refus à renforcement		
Préparé par : Ourari S								Vérfié par : Abdous M				10/12/2014		Page : 1 de 1		

© SolTerts 2013

ANNEXE 02



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC02

Projet : Etude géotechnique de stabilisation d'un versant à Tifra
Endroit : Tifra

Dossier N° : 2014-DE-S0L-41

Client : APC DE Tifra

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25	50	75	100										
	-0.50													Remblais		
1.5	0.50													Eboulis de pentes (Gros blocs de grès enveloppés dans une matrice argileuse, caillouteuse et graveleuse jaunâtre et devient grisâtre, très importante en profondeur)		
3.0																
4.5														Passage d'argile marneuse graveleuse et caillouteuse grise		
6.0																
7.5																
9.0																
10.5	-11.00													Fin du forage à une profondeur de 20 m.		
12.0	11.00															
13.5																
15.0																
16.5																
18.0																
19.5	-20.00															
21.0	20.00															
22.5																
24.0																
25.5																

© SolTerts 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

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

ABREVIATIONS :

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

Préparé par :

Vérifié par :

16/12/2014

Page : 1 de 1

ANNEXE 03



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC03

Projet : Etude géotechnique de stabilisation d'un versant à Tifra
Endroit : Tifra

Dossier N° : 2014-DE-S0L-41
Client : APC DE Tifra

Date début :	Coordonnées GPS:	Boue de forage :	Etat des échantillons :			
Date fin :	X :	Type forage :	Intact	Remanié	Paraffiné	Roche
Profondeur forée (m) : 20	Y :	Foreuse :				
Niveau d'eau (m) :	Z :					

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
1.5	-1.50													Remblais	
3.0	1.50													Ebouils de pentes (Gros blocs de grés important enveloppés dans une matrice argilo-graveleuse jaunâtre et devient grisâtre et importante en profondeur)	
18.0	-17.50													Passage d'argiles marneuses graveleuses et caillouteuses (Apparition de gros blocs de grés en profondeur)	
20.0	20.00													Fin du forage à une profondeur de 20 m.	

© SolTerts 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

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

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
Pv : Poids volumique(Gd, Gt)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

16/12/2014

Page : 1 de 1

ANNEXE 04



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC04

Projet : Etude géotechnique de stabilisation d'un versant à Tifra
Endroit : Tifra

Dossier N° : 2014-DE-S0L-41
Client : APC DE Tifra

Date début :	Coordonnées GPS:	Boue de forage :	Etat des échantillons :			
Date fin :	X :	Type forage :	Intact	Remanié	Paraffiné	Roche
Profondeur forée (m) : 20	Y :	Foreuse :				
Niveau d'eau (m) : 07,20	Z :					

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
1.5	-2.00													Remblais	
3.0	2.00													Ebouils de pentes (blocs de grès envelopés dans une matrice argilo-graveuse)	
4.5														Marnes schisteuses friables (altérée, brunâtre à grisâtre)	
6.0														Marnes schisteuses fermes, grisâtre	
7.5	-8.00														
8.0	8.00														
9.0															
10.5	-10.00														
10.0	10.00														
12.0															
13.5															
15.0															
16.5															
18.0															
19.5	-20.00														
20.0	20.00														
21.0															
22.5															
24.0															
25.5															

© SolTrends 2013

REMARQUES :

Première lecture effectuée le 27/10/201

TYPE CAROTTIER :

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

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
Pv : Poids volumique(Gd, Gt)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

10/12/2014

Page : 1 de 1

ANNEXE 05



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC05

Projet : Etude géotechnique de stabilisation d'un versant à Tifra
Endroit : Tifra

Dossier N° : 2014-DE-S0L-41
Client : APC DE Tifra

Date début :	Coordonnées GPS:	Boue de forage :	Etat des échantillons :			
Date fin :	X :	Type forage :	Intact	Remanié	Paraffiné	Roche
Profondeur forée (m) : 20	Y :	Foreuse :				
Niveau d'eau (m) :	Z :					

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
1.0														Remblais	
2.0															
3.0															
4.0															
4.50	-4.50														
5.0	4.50													Eboulis de pentes (Gros blocs de grés enveloppés dans une matrice argileuse)	
6.0															
7.0															
8.0															
9.0															
10.0															
11.0															
12.0															
13.0															
14.0	-14.00														
15.0	14.00													Marnes schisteuses grises friables	
16.0															
17.0	-17.00														
17.0	17.00													Fin du forage à une profondeur de 20 m.	

© SolTrends 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

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

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
Pv : Poids volumique(Gd, Gt)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

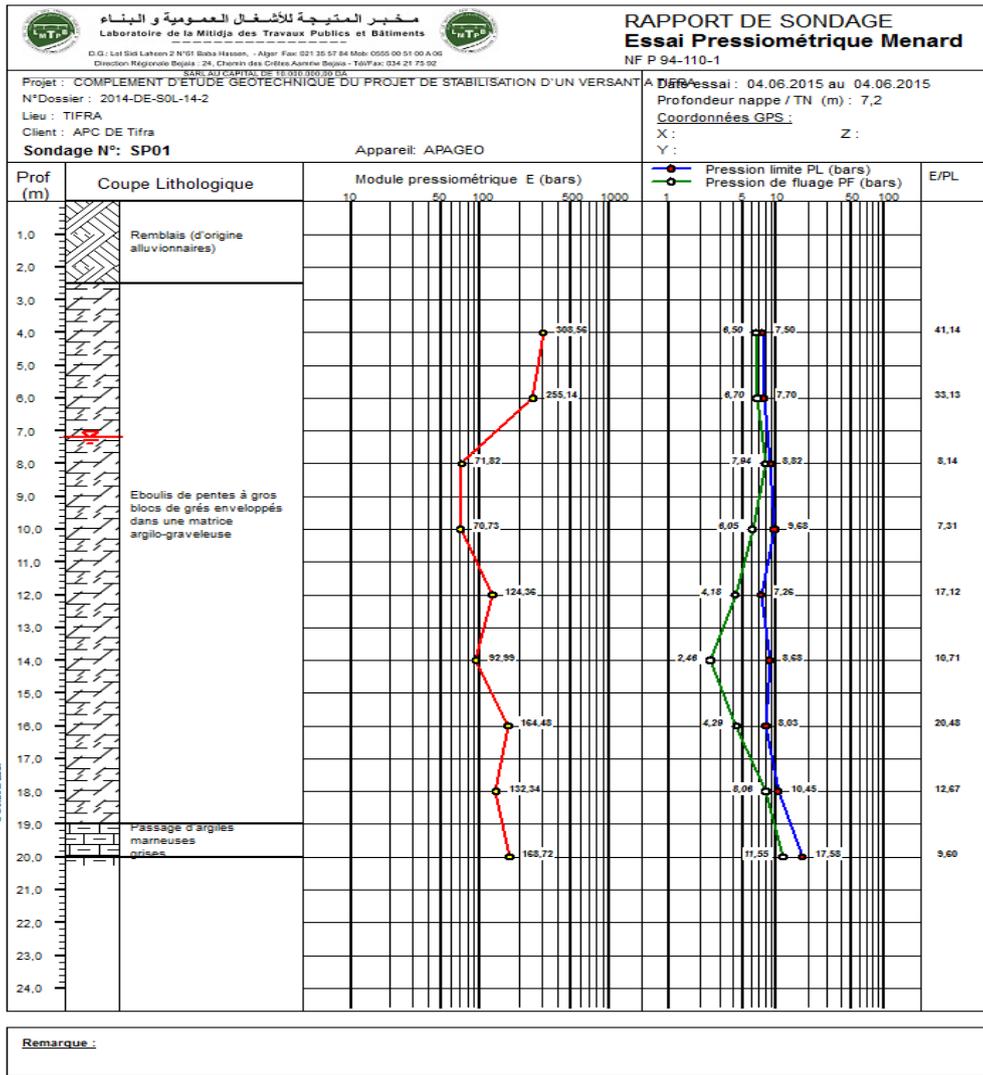
Préparé par :

Vérifié par :

10/12/2014

Page : 1 de 2

ANNEXE 06



ANNEXE 15



Client : APC de Tifra

N° Projet : 2014/DE/SOL/41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra

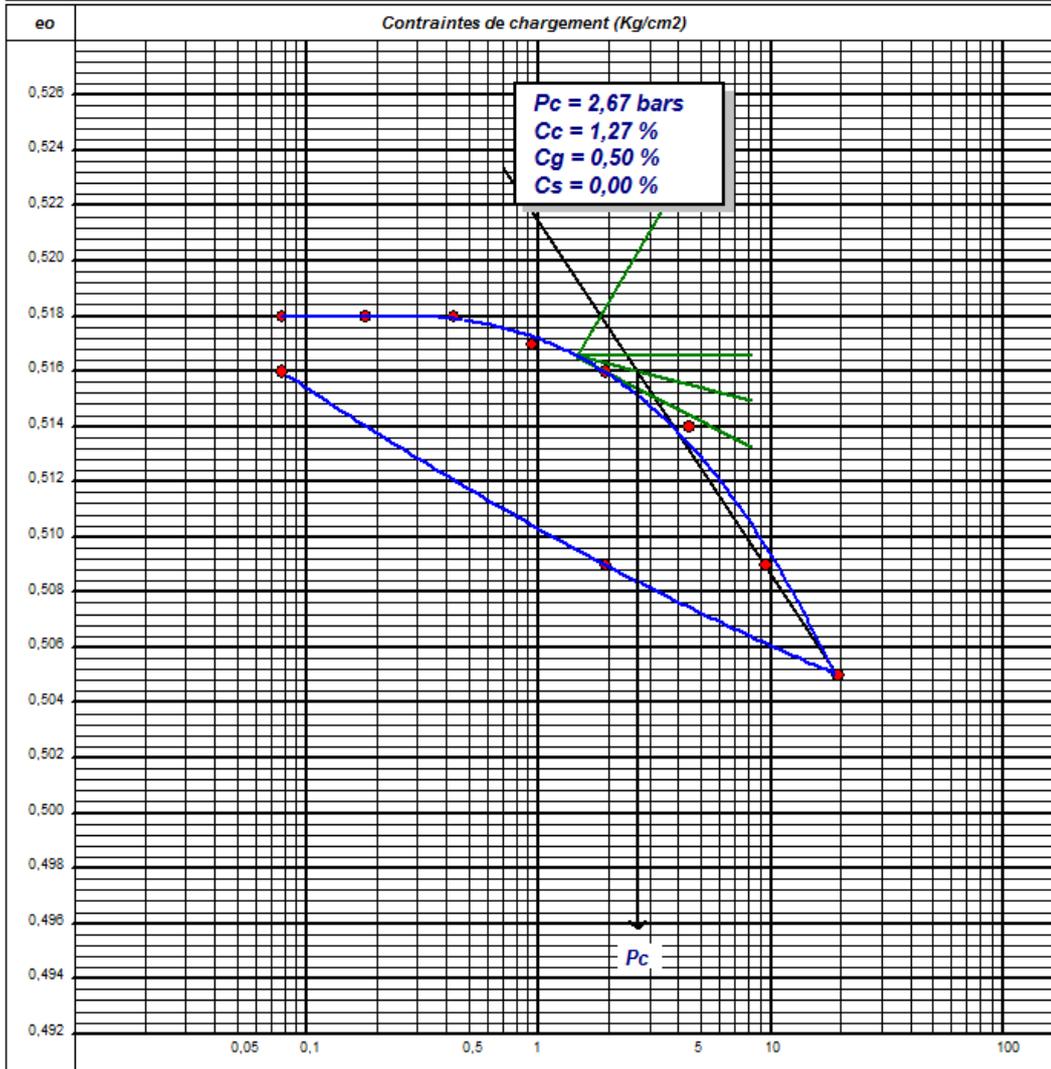
Endroit : Tifra

Sondage n° : SC01

Profondeur : 19,5-19,75

Nature :

Date essais : 27/10/2014



Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARIS

Date :
16/11/2014



Client : APC de Tifra

N° Projet : 2014/DE/SOL/41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra

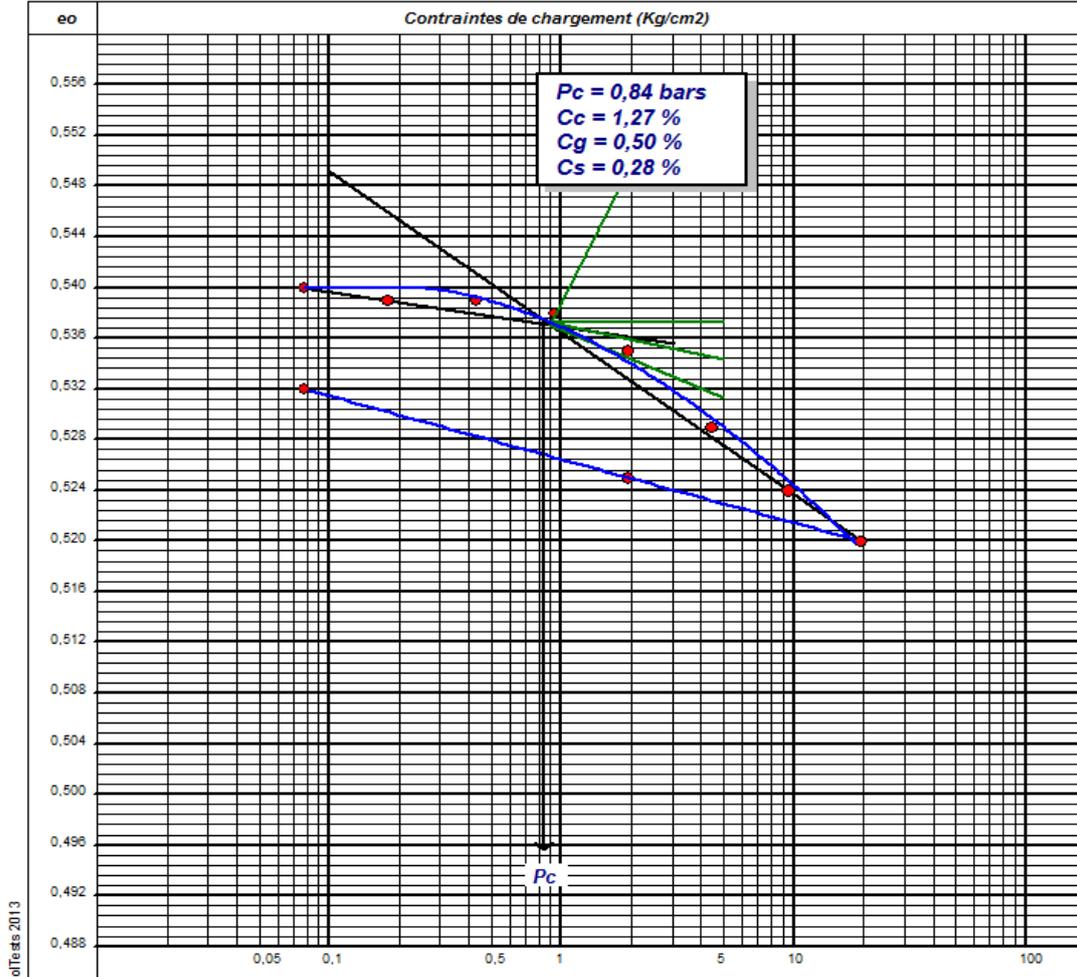
Endroit : Tifra

Sondage n° : SC03

Profondeur : 11,70-12,00M

Nature :

Date essais : 27/10/2014



Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

Date :
16/11/2014

ANNEXE 18



Client : APC de Tifra

N° Projet : 2014/DE/SOL/41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra

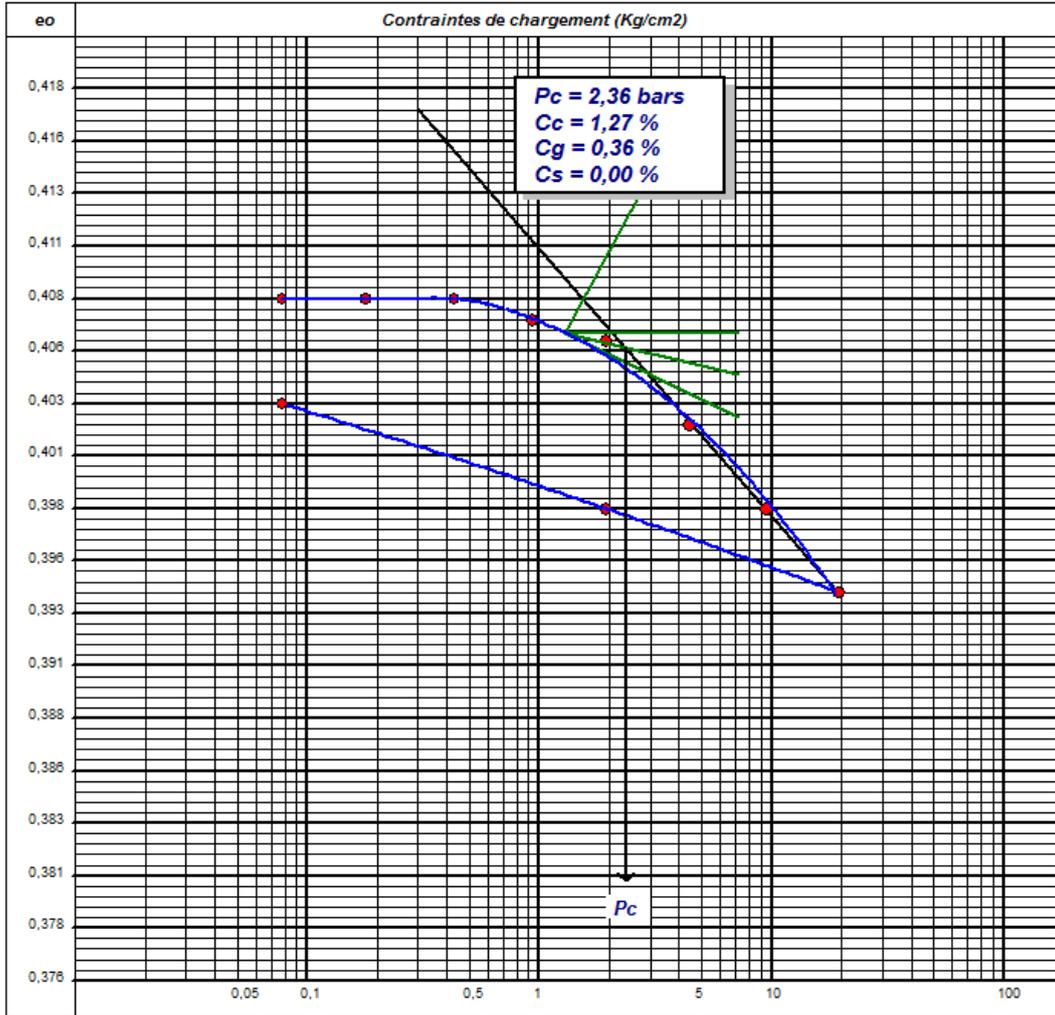
Endroit : Tifra

Sondage n° : SC03

Profondeur : 18,90-19,50m

Nature :

Date essais : 27/10/2014



Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

Date :
16/11/2014

ANNEXE 19



Client : APC de Tifra

N° Projet : 2014/DE/SOL/41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra

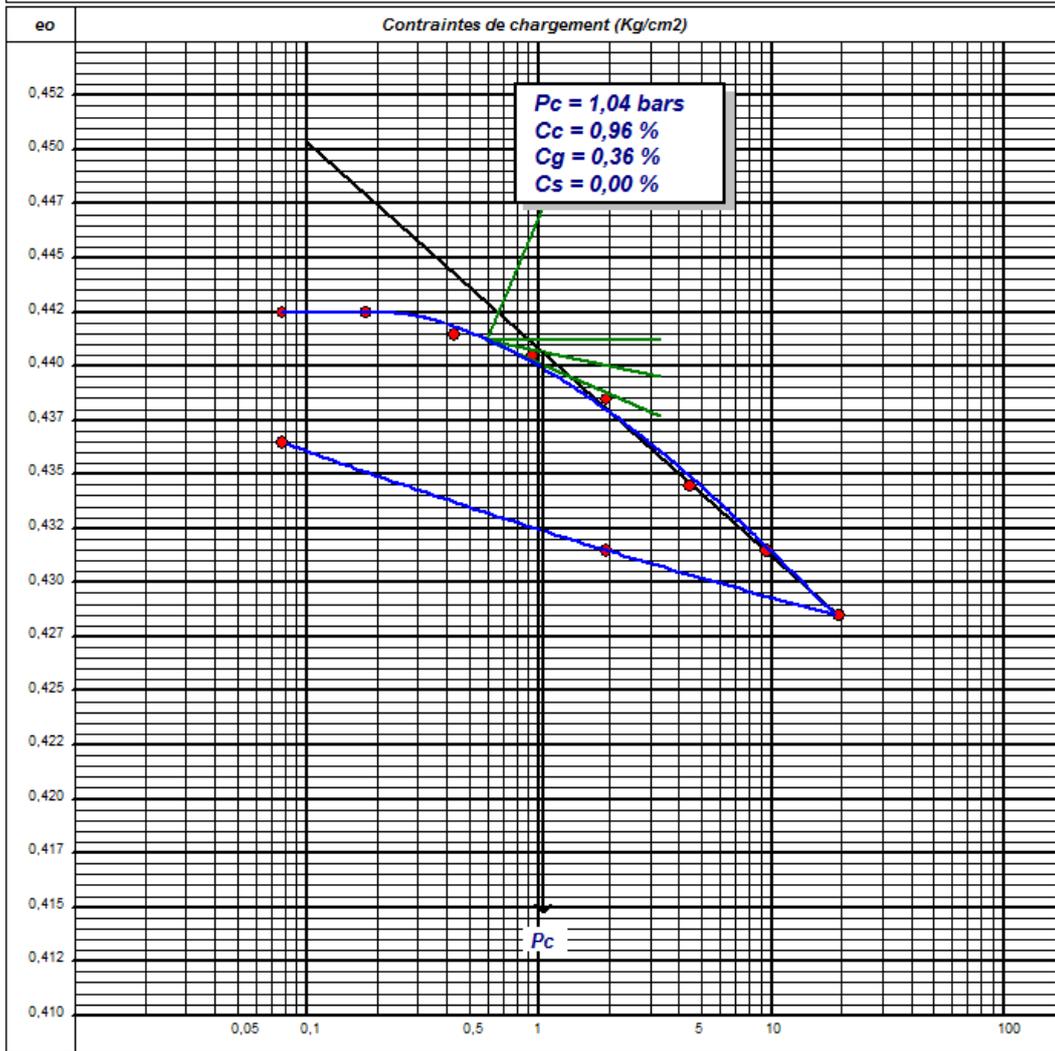
Endroit : Tifra

Sondage n° : SC04

Profondeur : 19,00-19,75

Nature :

Date essais : 27/10/2014



© SolTeas 2013

Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

Date :
16/11/2014



مخبر المتابعة للأشغال العمومية و البناء
Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments

D.G.: Lot Sid Lahcen 2 N°01 Baba Hassan, - Alger Fax: 021 25 57 84 Mob: 0555 00 51 00 A.06
Direction Régionale Béjaïa : 24, Chemin des Cités Américaines - Tél/Fax: 034 21 75 92
SARL AU CAPITAL DE 10.010.000,00 DA



RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
NF P 94-071-1

Client : APC

N° Projet : 2014-DE-S0L-41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation d'un versant à Tifra

Endroit : Tifra

Sondage n° : SC01

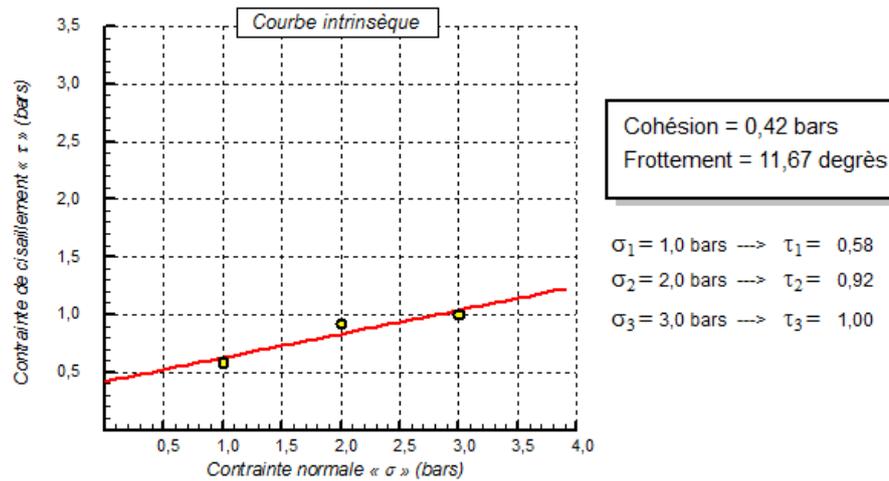
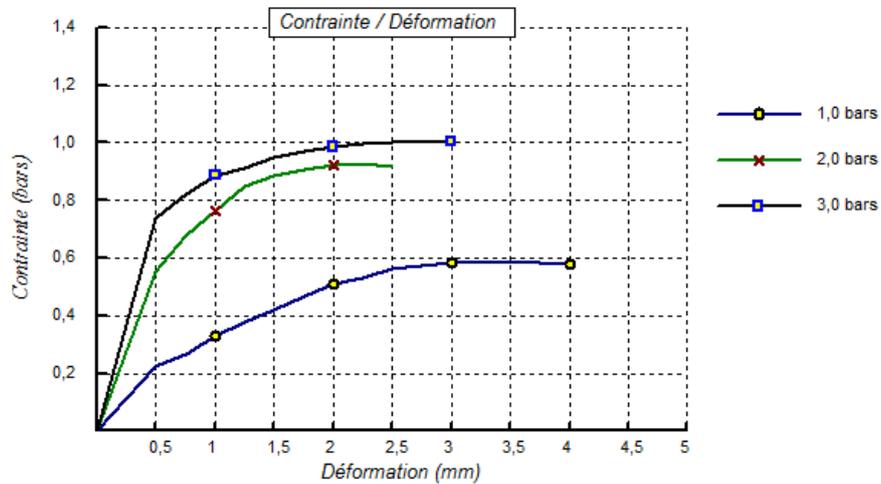
Type d'essai : UU

Profondeur : 19.50-19.75

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature :

Date essais : 23/10/2014



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARIS

Date :
19/11/2014

ANNEXE 21



مخبر المتابعة للأشغال العمومية و البناء

Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments

D.G.: Lot Sid Lakhen 2 N°01 Baba Hassan, - Alger Fax: 021 35 57 84 Mob: 0555 00 51 00 A 05
 Direction Régionale Béjaïa : 24, Chemin des Crêtes Aourme Béjaïa - Tél/Fax: 034 21 75 92
 SARL AU CAPITAL DE 10.000.000 DA.



**RAPPORT D'ESSAI
 ESSAI DE CISAILLEMENT**

NF P 94-071-1

Client : APC

N° Projet : 2014-DE-S0L-41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation d'un versant à Tifra

Endroit : Tifra

Sondage n° : SC02

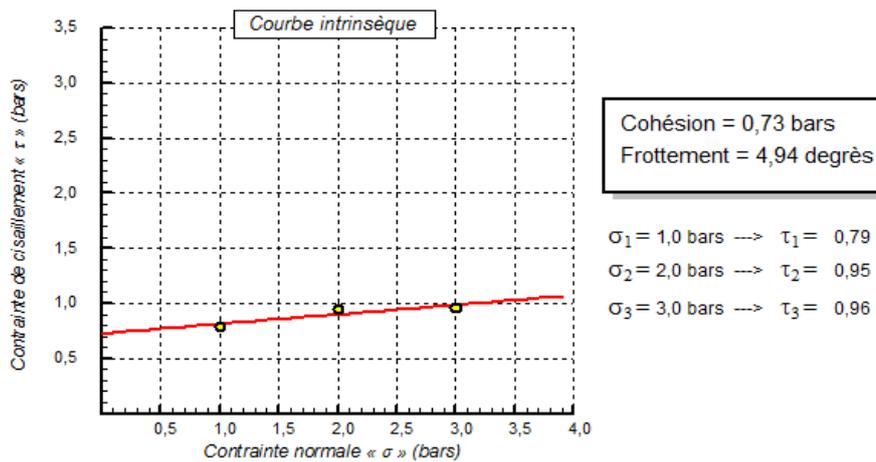
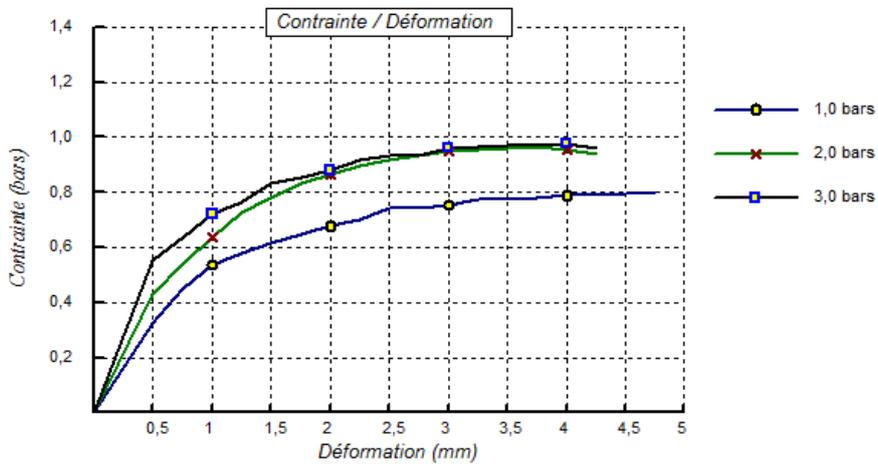
Type d'essai : UU

Profondeur : 11.00m-12.00m

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature :

Date essais : 11/11/2014



© Soliteests 2013

Remarque :

Préparé par :
 MEKSEM.H

Approuvé par :
 OURARI.S

Date :
 19/11/2014

ANNEXE 22



Client : APC

N° Projet : 2014-DE-S0L-41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation d'un versant à Tifra

Endroit : Tifra

Sondage n° : SC03

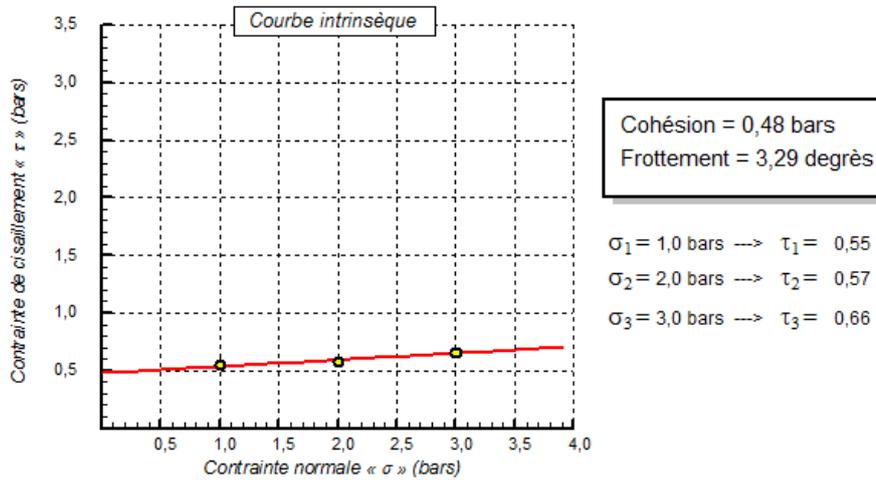
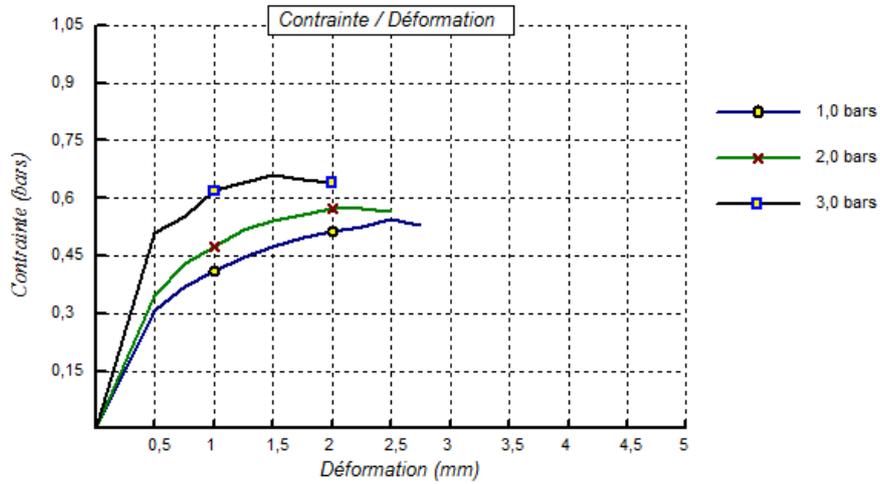
Type d'essai : UU

Profondeur : 05.50-06.50m

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature :

Date essais : 05/11/2014



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

Date :
19/11/2014



Client : APC

N° Projet : 2014-DE-S0L-41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation d'un versant à Tifra

Endroit : Tifra

Sondage n° : SC03

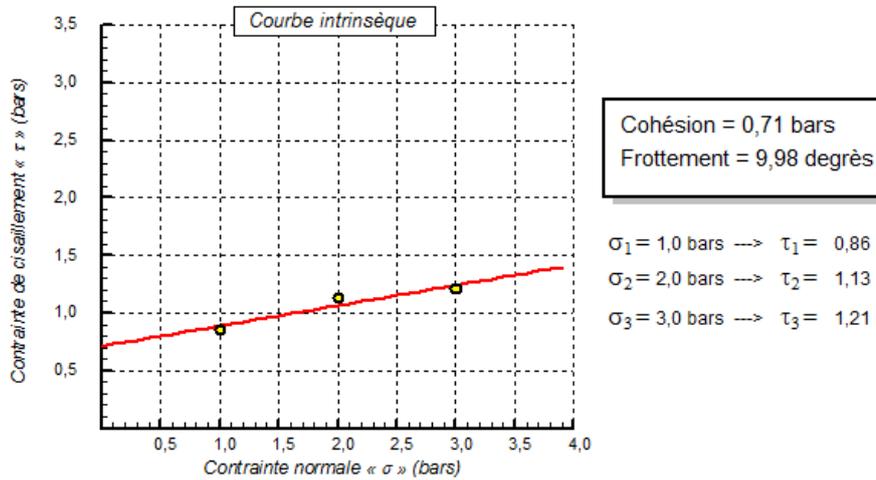
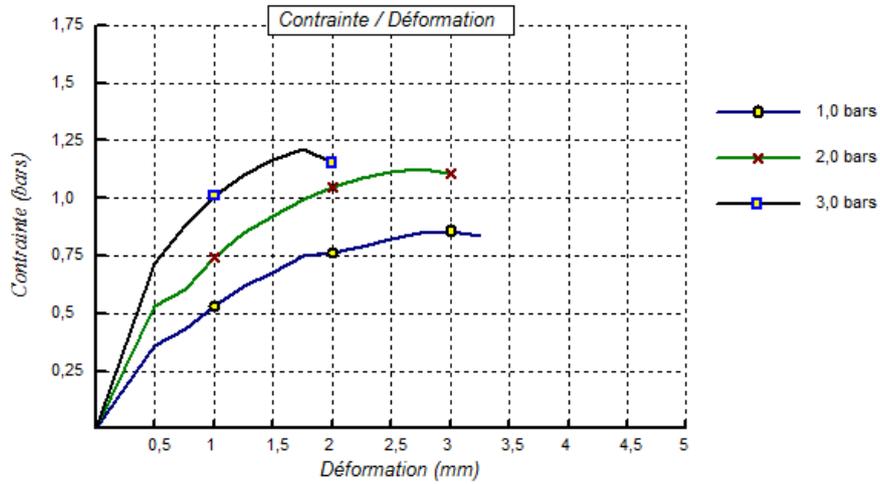
Type d'essai : UU

Profondeur : 11.70-12.00m

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature :

Date essais : 29/10/2014



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

Date :
19/11/2014



Client : APC

N° Projet : 2014-DE-S0L-41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation d'un versant à Tifra

Endroit : Tifra

Sondage n° : SC04

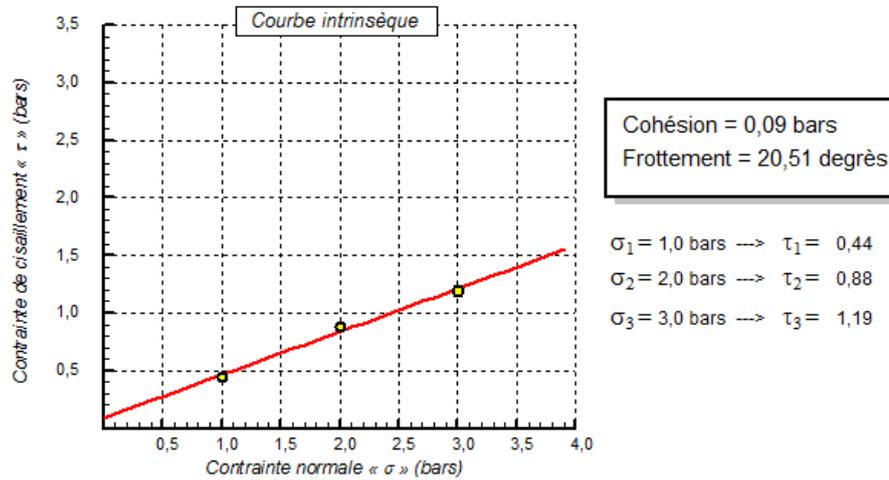
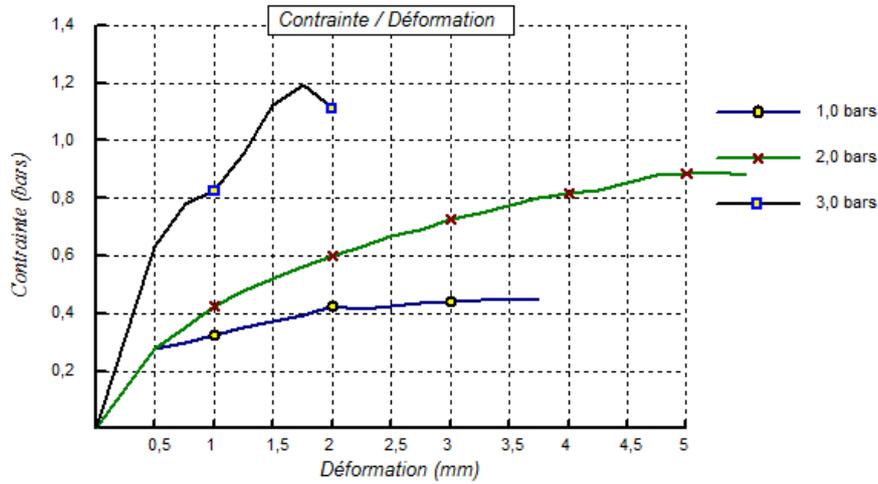
Type d'essai : UU

Profondeur : 11.00-11.60

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature :

Date essais : 30/10/2014



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

Date :
19/11/2014



Client : APC

N° Projet : 2014-DE-S0L-41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation d'un versant à Tifra

Endroit : Tifra

Sondage n° : SC04

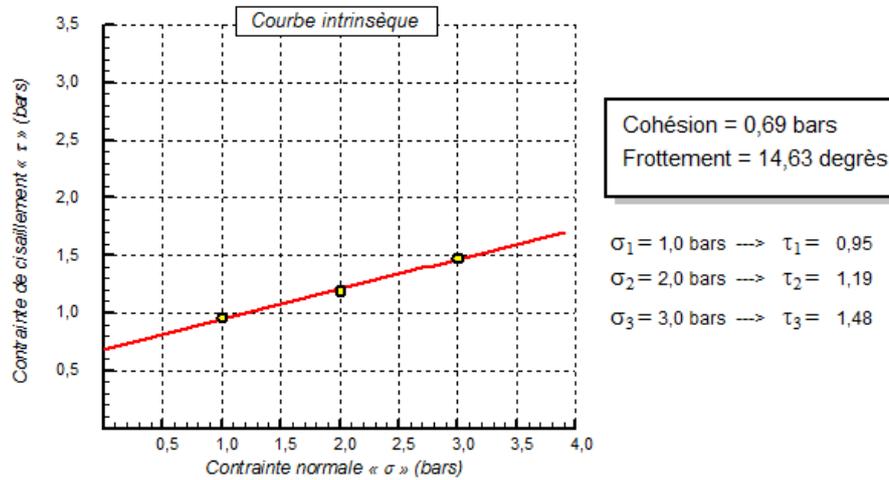
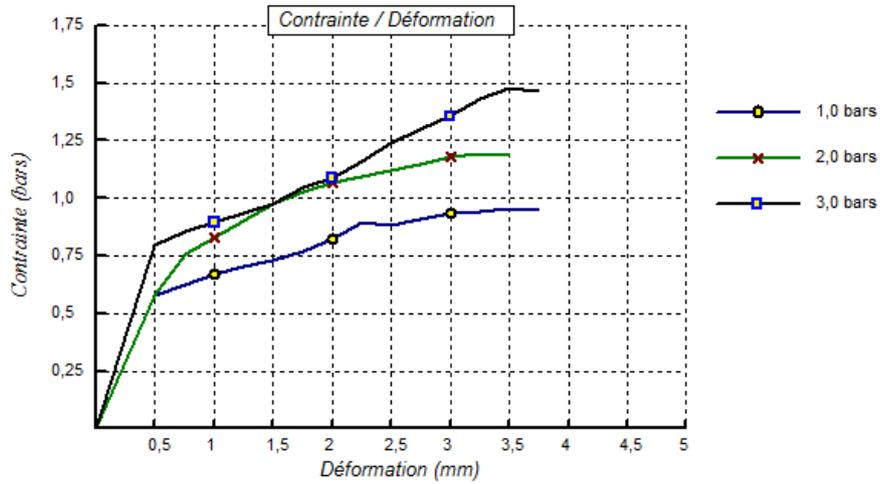
Type d'essai : UU

Profondeur : 19-19.5m

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature :

Date essais : 01/11/2014



© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

Date :
19/11/2014



Client : APC

N° Projet : 2014-DE-S0L-41

Projet : Etude géotechnique du projet de stabilisation d'un versant à Tifra

Endroit : Tifra

Sondage n° : SC05

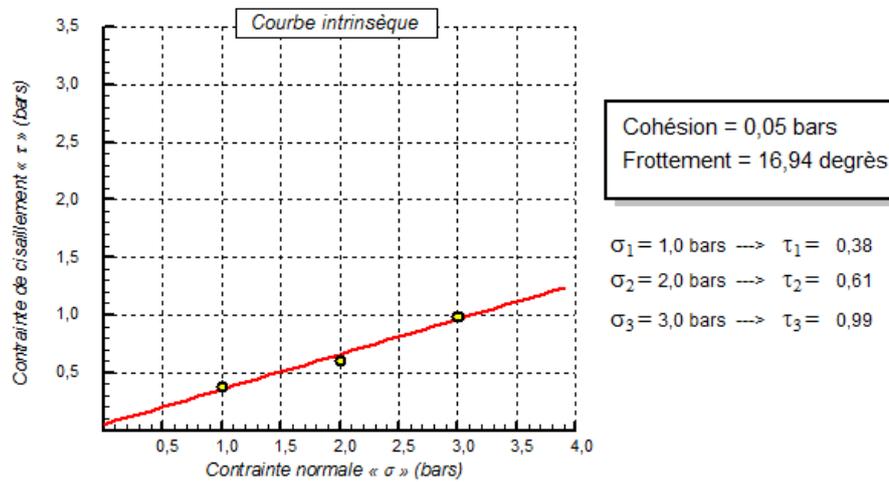
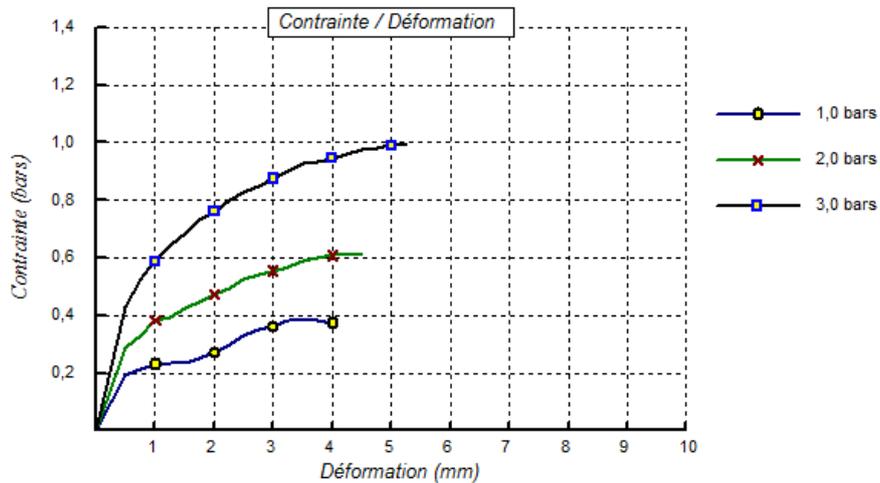
Type d'essai : UU

Profondeur : 14.00-15.00m

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature :

Date essais : 05/11/2014



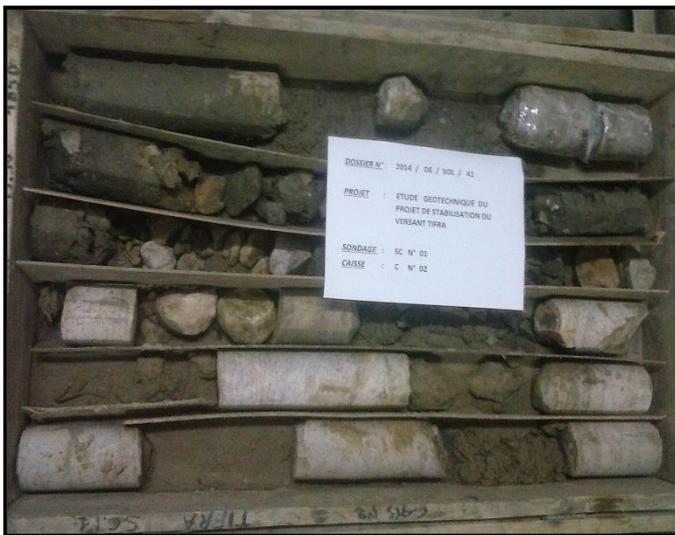
© SolTests 2013

Remarque :

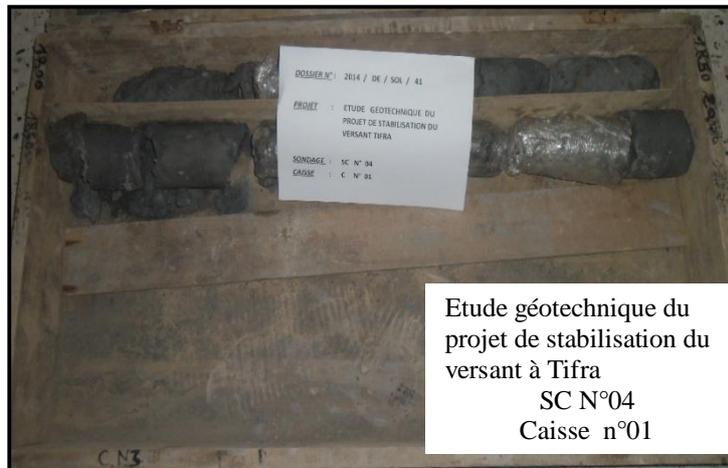
Préparé par :
MEKSEM.H

Approuvé par :
OURARI.S

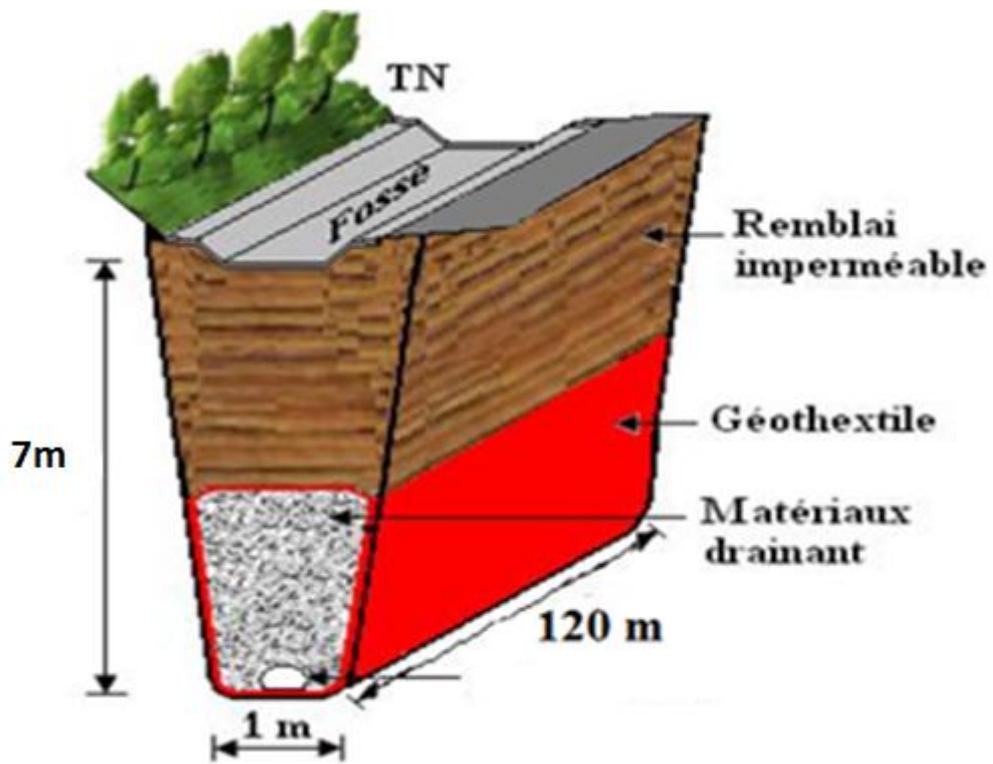
Date :
19/11/2014



ANNEXE 28

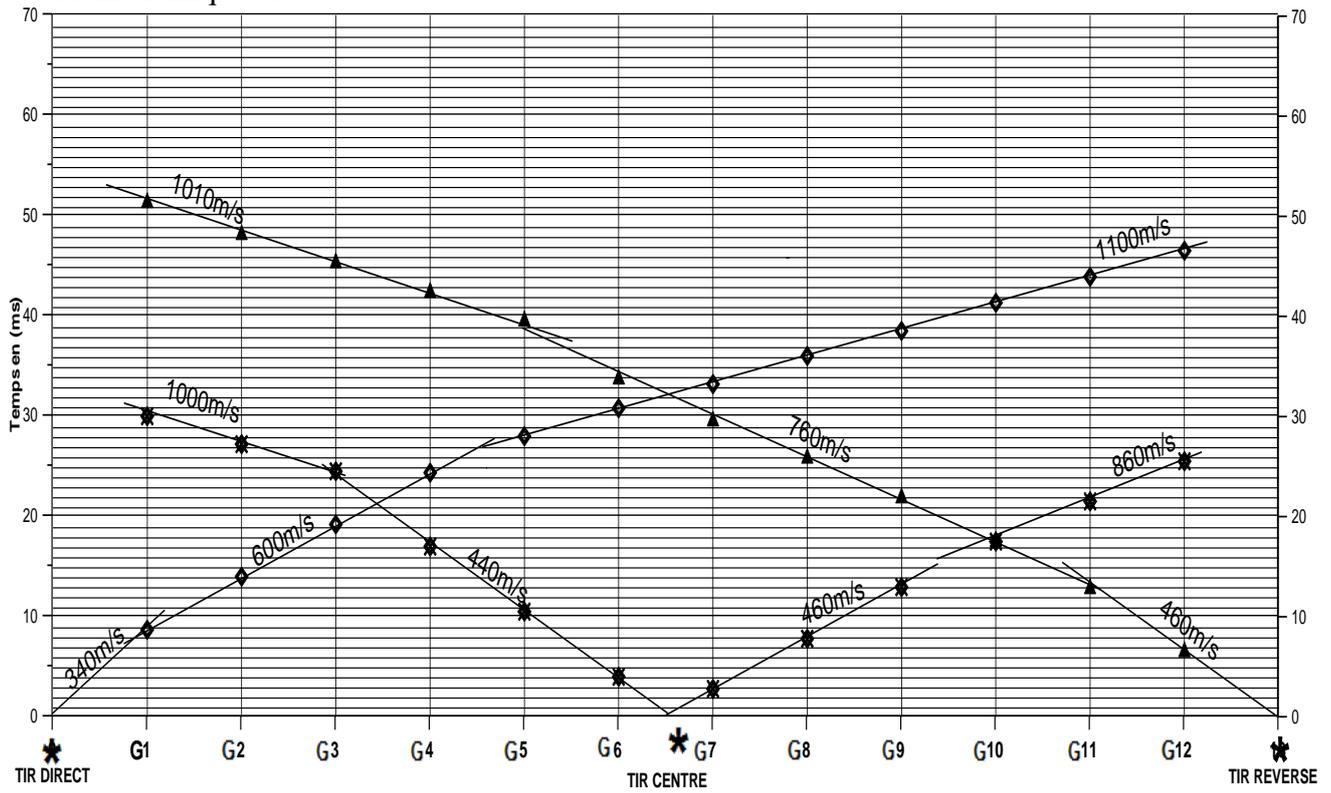


ANNEXE 29

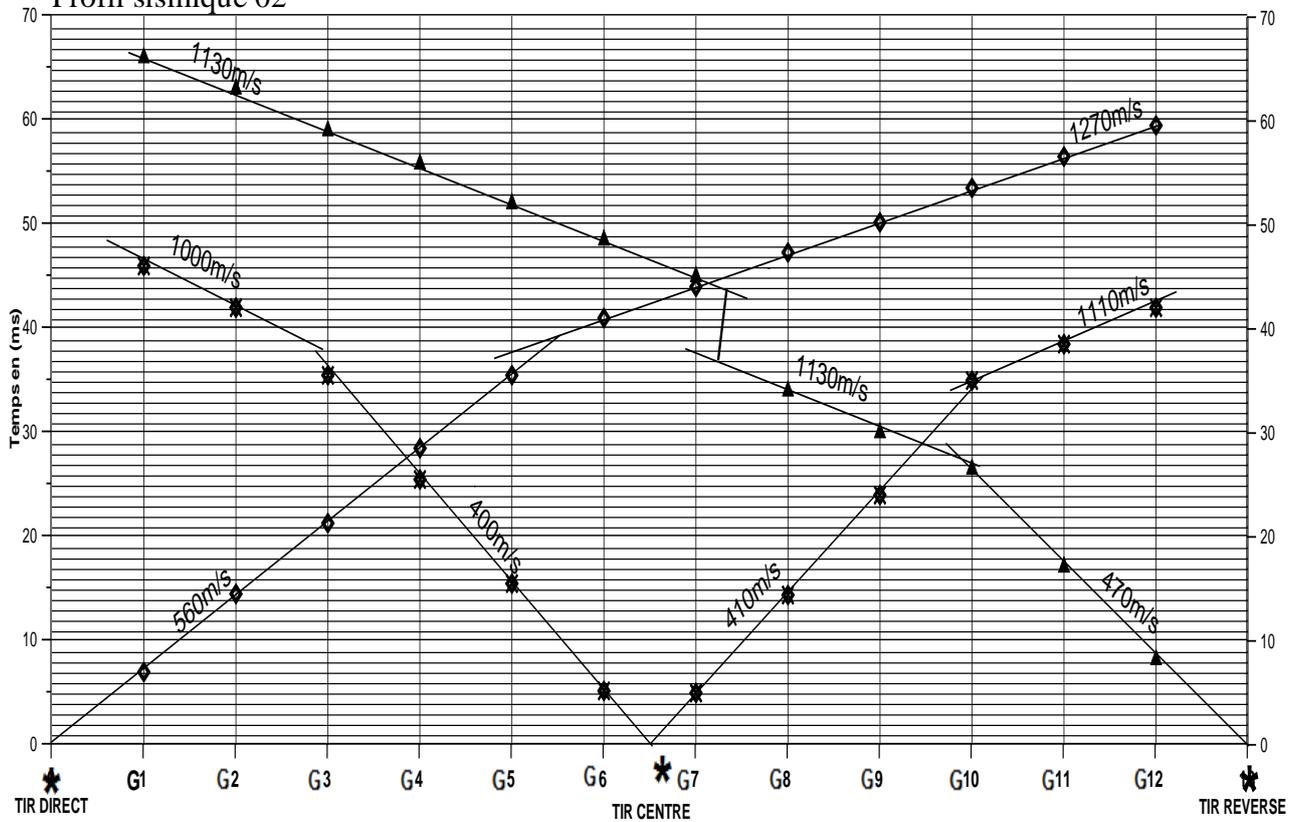


ANNEXE 31

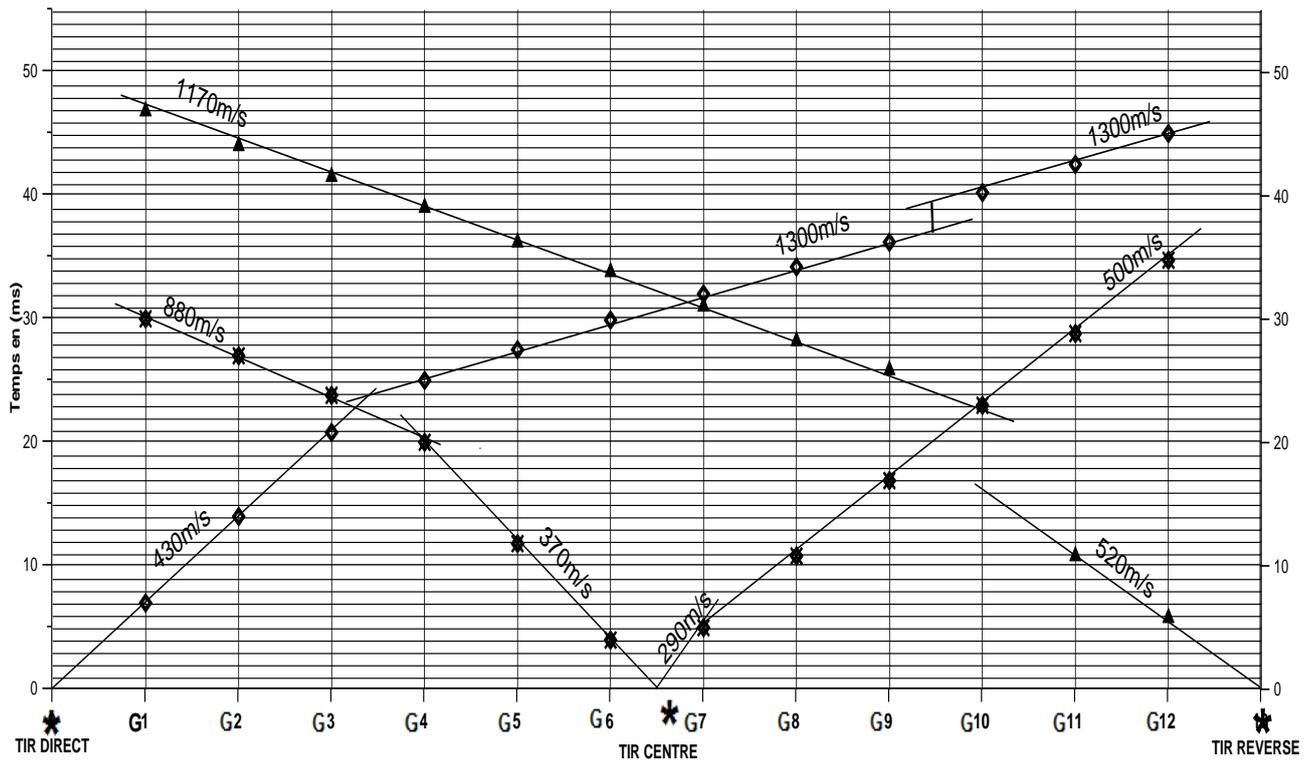
Profil sismique 01



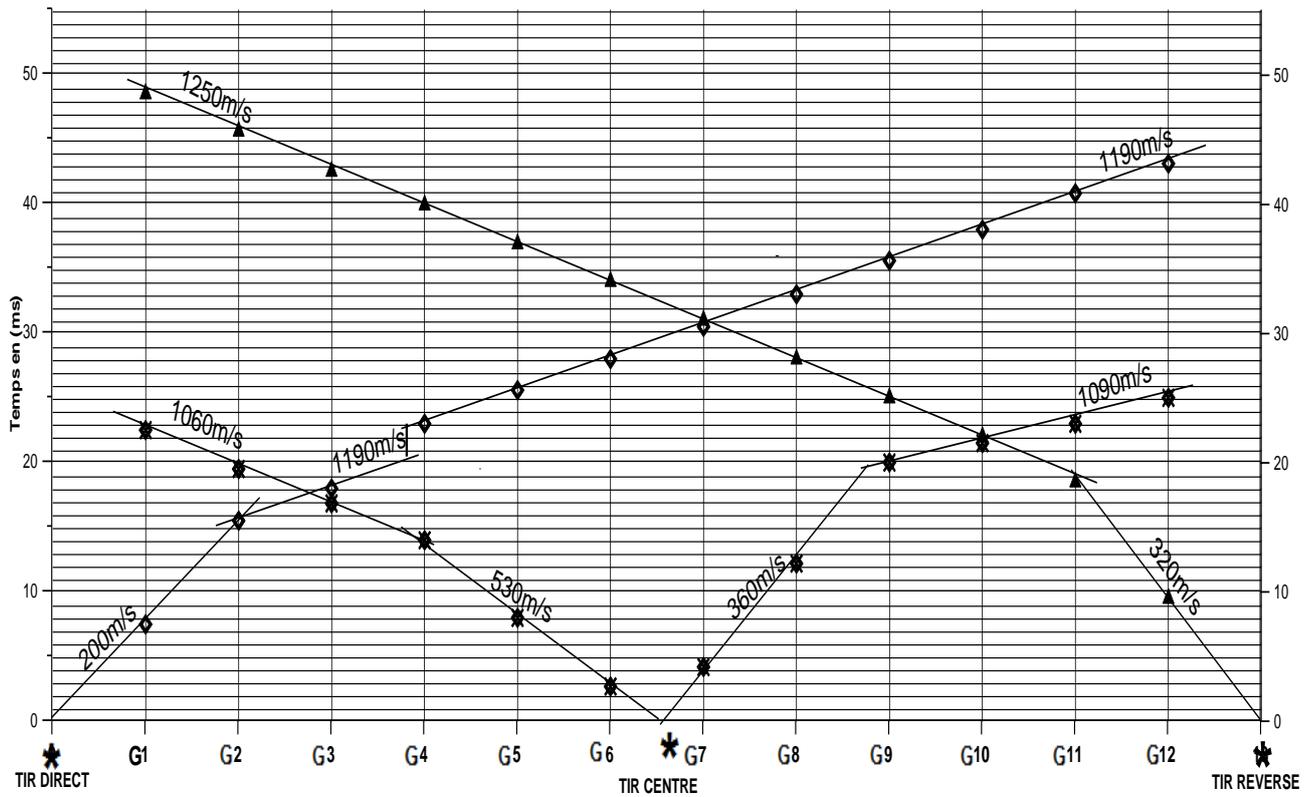
Profil sismique 02



Profil sismique 03



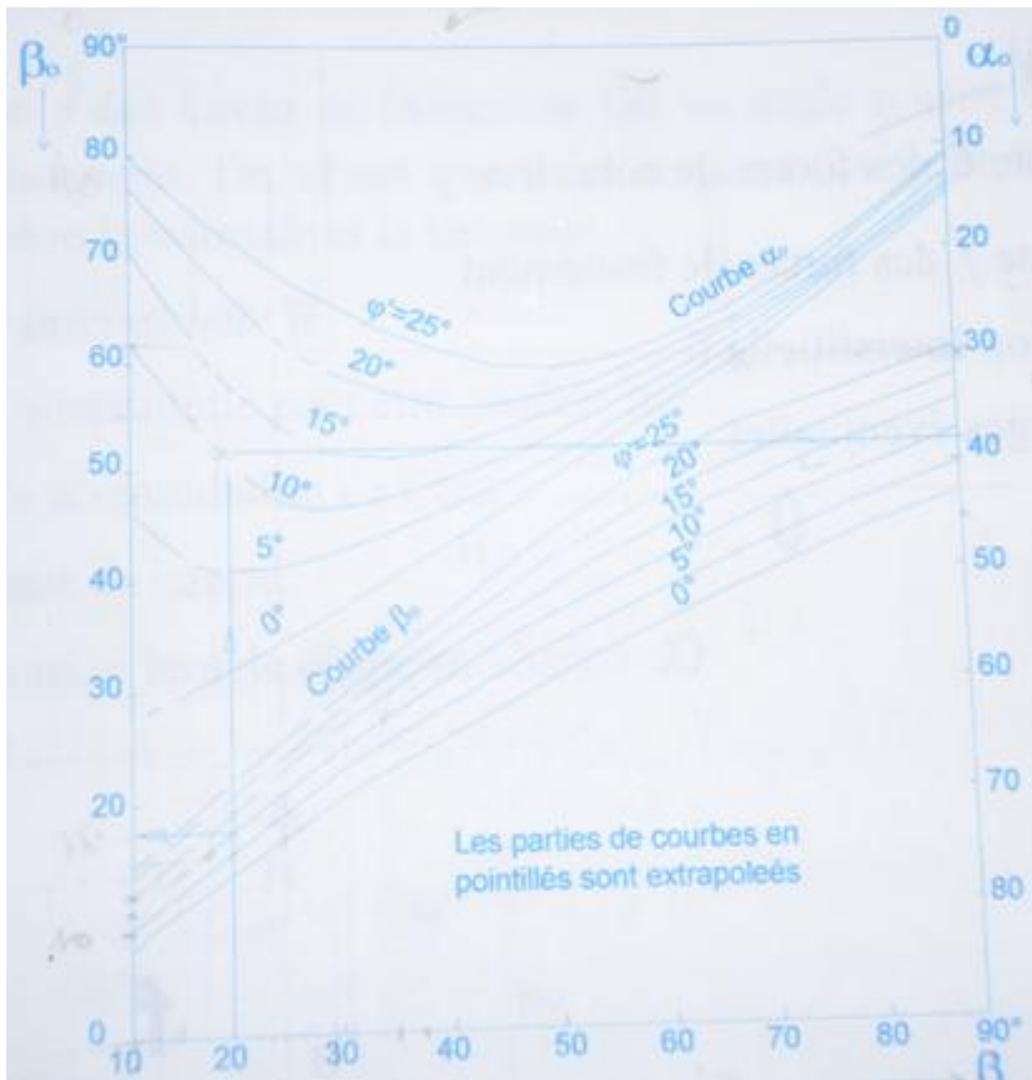
Profil sismique 04



Type nature	Argile	Limon	Sable	Grave
Surconsolidé	> 15	>14	>12	>10
Normalement consolidé	8 à 15	8 à 14	7 à 12	6 à 10
Sous-consolidé	5 à 8	5 à 8	4 à 7	3 à 6
Altéré ou remanié	< 5	< 5	< 4	< 3

ANNEXE 16

L'abaque de la détermination du cercle de rupture.



ANNEXE 32