

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaïa
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 d'un glissement de terrain sis à Bouyeblatene (Sidi Ahmed) wilaya de Bejaïa

Réalisé par :

M^{elle} : HANAFI Kamila

M^{elle} : HIDJAB Lila

Encadré par :

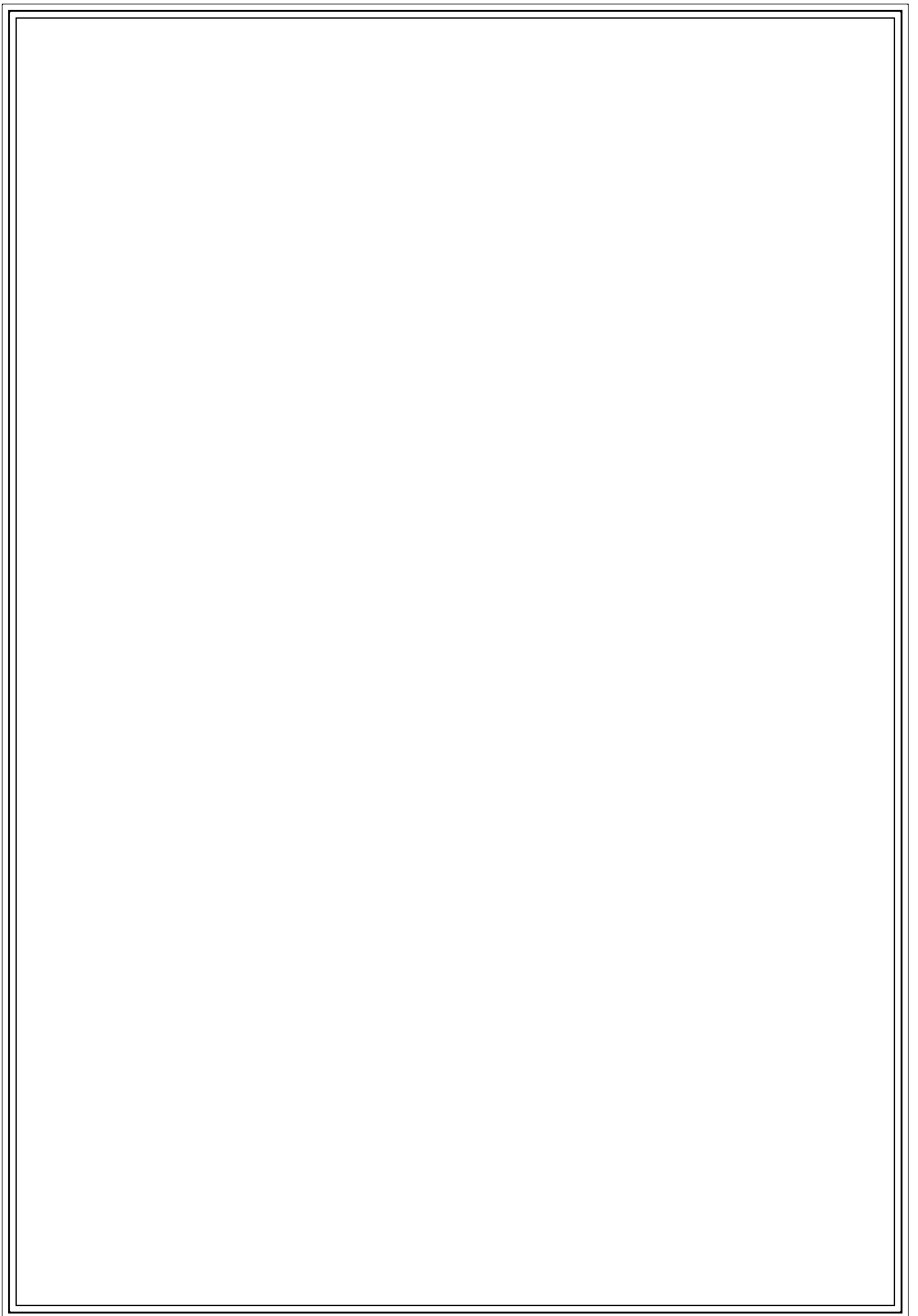
M^{elle}: BOUAYAD Djamila

Devant les membres de jury:

Président : Bouiche

Examineur: Kheffache

Promotion : 2015 - 2016



Remerciements

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

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

- *Mr K.HAMADI : (Ingénieur de l'entreprise **IMS_{RN}ALGERIE**)*

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.

Aussi nous tenons à remercier à :

- *Mr M. Abdous : (le chef d'antenne du **LMPTB Bejaia**)*

Pour sa gentillesse, pour ses aides durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet et pour la proposition de ce sujet.

- *M^{elle} D. Bouayad :(chargé de cours à l'université de **Bejaia**)*

Pour sa gentillesse, pour ses aides durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

- *Les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire et à cet égard nous leur présentons nos profonds respects, et notre grande gratitude.*

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

Enfin, Nous rendons grâce à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont suivis durant notre cursus.

*Je dédie ce modeste travail à
Ceux qui sont toujours présents dans mon*

Cœur

*Mes très chers parents pour leurs soutiens,
Leurs patiences, prières et leurs sacrifices,*

*À mes très chers frères Samir, Chaàbane, à mes chères
sœurs Hakima, Djida et Zouina, qui ont toujours été là
pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de
labeur persévérance, à ma très chère Mama Sousou est mon
oncle Mourad.*

À toute ma famille.

*À tous mes amies notamment : Célia, nouara, souhila et à
tous mes amis pour leur soutien moral le long de ma
formation.*

*À tous ceux qui m'ont aidé de près et de loin
À toute la promotion Géotechnique 2015/2016.*

À vous tous

HIDJAB LILA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude :

A ma mère et mon père pour l'éducation qu'ils m'ont transmise, Avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, afin d'atteindre mes objectifs et ce depuis mon enfance.

A mes chers frères Ahcène, Mustapha, Abdenour

A me chères sœurs Kahina, Nassima, Aini, Sabiha, Nabila

A mon chers amis Djamel ainsi qu'à toute sa famille et Ces amis Kamel. Khelafe. Nanouh. Nabile...ect

A tous mes amis, et à tous ceux que j'aime et à toutes les personnes qui m'ont prodiguée des encouragements et qui se sont données de la peine pour me soutenir durant cette formation.

A toute la promotion Géotechnique 2015/2016

A mes chers enseignants sans exception.

HANAFI Kamila

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	

Partie théorique

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

I.1. Définition	1
I.1.1. Typologie des mouvements de pente	1
I.1.2. Eboulement ou chute de blocs	2
I.1.3. Fluage.....	2
I.1.4. Coulées boueuses	3
I.1.5. Morphologie générale d'un glissement de terrain	4
I.1.6. Différents types de glissement de terrain	4
I.1.6.1. Glissements plans	4
I.1.6.2. Glissements circulaires ou rotationnels	5
I.1.6.1.3. Glissements complexes.....	6
I.2. Principales causes de glissement	6
I.2.1. Géométrie du terrain	6
I.2.2. Résistance au cisaillement	6
I.2.3. Pressions de l'eau interstitielle	8
I.2.4. Sollicitations extérieures (Naturelles et anthropiques)	8
I.2.4.1. Facteurs naturelles	8
I.2.4.2. Facteurs anthropiques	8
I.3. Méthodes de calcul de stabilité (l'équilibre limite)	10
I.3.1. Coefficient de sécurité FS.....	10
I.3.2. Choix de la méthode de calcul	11
I.3.2.1. Méthode globale	12
I.3.2.2. Méthode des tranches	12
I.3.2.2.1. Méthode des tranches de Fellenius (rupture circulaire).....	12
I.3.2.2.2. Méthodes des tranches de bishop.....	14
I.4. Méthodes de confortement des glissements de terrain	16
I.4.1. Introduction	16
I.4.2. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation.....	16

I.4.2.1.Terrassements	16
I.4.2.2. Remblai de pied	18
I.4.2.3. Allègement en tête	19
I.4.2.4.Purge	19
I.4.2.5.Reprofilage.....	20
I.4.2.6.Substitution partielle des matériaux glissés.....	21
I.4.2.7. Substitution totale	22
I.4.2.8. Dispositifs de drainage.....	23
I.4.3. Stabilisation par renforcement	27
I.4.3.1. Soutènement.....	27
I.4.3.2. Tirants d’ancrages	27
I.4.3.2.Renforcement par inclusions	28

Partie pratique

Chapitre II: Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

II.1. Présentation du site	33
II.1.1.Situation du site d’étude	33
II.1.2.Topographie et Géomorphologique du versant	33
II.1.3.Description des désordres.....	34
II.1.4.Origine de désordres	38
II.1.5 : Contexte géologique et Géologie du site	39
II.1.6.Hydrogéologie et hydrologie régionale	41
II.1.7.Climat et Pluviométrie d’étude	41
II.1.8.Sismicité de la Zone d’étude	41
II.2.compagne de reconnaissances géotechnique.....	42
II.2.1.Les résultats des sondages carottés.....	43
II.2.2. résultats est l’interprétation L’essai au pénétromètre dynamique.....	44
II .2.3.Relevé piézométrique	45
II.2.4. Résultats d’essai pressiométrique.....	45
II.2.5. Résultats des essais de laboratoire.....	47
II.2.5.1.Programme d’essais de laboratoire.....	47
II.2.5.2. Rappeles d’essais d’identification	49
II.2.5.2.1 L’analyse granulométrique.....	49

II.2.2.2.2. La teneur en eau.....	50
II.2.5.2.3. Les Limite d'Atterberg	50
II.2.5.3. Essais mécaniques	51
II.2.5.3.1. Essais de cisaillement	51
II.5.3.2. Essai œudométrique.....	52
II.3. L'objectif d'analyse chimique.....	56
II.4.Programme de reconnaissance géophysique	57
II.4.1.Rappel de la sismique réfraction	57
II.4.2.Essais sismiques réfraction.....	58
II.4.3. Interprétation des résultats sismiques.....	58
II.3.3.1.PROFIL SISMIQUE PS-01.....	58
II.3.3.2. PROFIL SISMIQUE PS-02.....	59
II.3.4. Rippabilité des sols par les tables de CATERPILLAR.....	60

Chapitre III: Calcul de stabilité

III.1.Introduction	61
III.2. Principe de la méthode des tranches de Fellinius	61
III.3.Application de la méthode des tranches sur les cas étudiés.....	62
III.4.Détermination du coefficient de sécurité avec TALREN	66
III.5. Présentation du logiciel Talren	67
III.6.Application au glissement étudié	68
III.7.Conclusion	77

Chapitre IV: Etude de confortement

IV.1. Introduction.....	78
IV.2.Solutions proposés	78
IV.2.1.Purge totale avec une reconstitution du remblai par un matériau drainant et construction d'un mur gabion en pied du talus.....	78
IV.2.1.1. Description de la méthode	78
IV.2.1.2. Analyse du glissement après le confortement.....	78
IV.2.2. Paroi des pieux	79
IV.2.2.1. Description de la méthode	79
IV.2.2.2.Analyse du glissement après le confortement	79

IV.2.3.Paroï clouée	80
IV.2.3.1. Description de la méthode	80
IV.2.3.2 Analyse du glissement après le confortement	81
IV.3. Analyse multicritère	82
IV.3.1 La 1ère solution (purge + mur gabion)	82
IV.3.1.1 Avantages.....	82
IV.3.1.2 Inconvénients	82
IV.3.2. La 2 ^{ème} solution (Paroi des pieux).....	83
IV.3.2.1 Avantages.....	83
IV.3.2.2 Inconvénients	83
IV.3.3. La 3ème solution (paroi clouée)	83
IV.3.3.1 Avantages.....	83
IV.3.3.2 Inconvénients	83
IV.4. Discussion	83
Conclusion générale	88
Références bibliographique	
Les Annexes	

Liste des figures

Partie I :Partie théorique

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Figure I-1: Types de mouvements de terrain[19].....	2
Figure I-2: Eboulement d'Aokas, Bejaïa 2015 [25].....	3
Figure I-3: Fluage[8]	3
Figure I-4: Schéma de principeLes coulées boueuses [8].....	4
Figure I-5: Morphologie générale d'un glissement de terrain[26].....	5
Figure I-6: Schéma de principe d'un Glissement plan[2].	6
Figure I-7:Schéma de principe d'un Glissement rotationnel [2].....	6
Figure I-8: Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe (emboîté)[2].....	6
Figure I-9: Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement[22].	9
Figure I-10: analyse par la méthode des tranches [27]	14
Figure I-11: :Forces agissant sur la tranche n [2].....	15
Figure I-12 : la bute de pied [18].....	20
Figure I-13: allègement en tête[18].....	21
Figure I-14:.Purge[20].....	22
FigureI-15: Reprofilage [18]	23
Figure I-16: Substitution partielle des matériaux glissés [18].....	24
Figure I-17: Coupe d'une tranchée drainante [18]	26
Figure I-18: Schéma représenté la paroi clouée [24]	32
Figure I-19: Pieux et barrettesPhases de réalisation d'une paroi clouée[20]	33
Figure I-20: Pieux et barrettes	34

Partie pratique

Chapitre II: présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

Figure II-1 : Image satellitaire indiquant la position du site [Google Earth]	36
Figure II-2 : Fissurations profondes (a) et affaissements des couches de sol au niveau de la Voie et du trottoir (b)	37
Figure II-3 : inclinaison d'un poteau électrique [Avril 2016].....	37
Figure II-4: limite de glissement (coté amont) [Avril 2016].....	38
Figure II-5 : Fissuration est décrochement d'un mur de clôture [Avril 2016].....	38
Figure II-6: Fissures et ruptures de la chaussée	39
Figure II-7 : Escarpements au niveau du talus aval.	39
Figure II-8 : des cavités sous la chaussée.....	40

Figure II-9: bourrelet en aval[Avril 2016].	40
Figure II-10 :Blocs calcaires au côté Ouest [Avril 2016].	41
Figure II-11: Fissure coté est[Avril 2016].	41
Figure II-12: Vue d'ensemble du site de projet	41
Figure II-13: Elimination de la butée(Terrassements)]	42
Figure II-14: La carte géologique de Bejaia au 1/50.000e	43
Figure II-15: Les zones de sismicité [RPA 99/2003].	45
FigureII-16 : Plan d'implantation des essais in situ est des sondages carottés	47
FigureII-17 : classification des sols fins Diagramme de plasticité[2].	53
FigureII-18 : Exemple de la Courbe oedométrique.	57
FigureII-20 : Equipement de mise en œuvre de l'essai sismique réfraction	61

Chapitre III: calcul de stabilité

Figure III-1 : Découpage en tranches d'un talus[2]	65
Figure III-2: Le diagramme des forces agissant sur la tranche i[1]	66
Figure III-3: Cercle de glissement n°1	66
Figure III-4: Cercle de glissement n°2	68
Figure III-5: Cercle de glissement n°3	69
Figure III-6: L'interface de logiciel TALREN 4	70
Figure III-7: Description générale du projet	72
Figure III-8 :Définition de la géométrie	73
Figure III-9 : Définition des caractéristiques des sols.	74
Figure III-10: boîte de dialogue Surcharges : onglet 1 (surcharges réparties)	75
Figure III-11 : définition d'une nappe phréatique.	76
Figure III-12 : définition des points formant le toit de la nappe phréatique	76
Figure III-13: Boîte de dialogue de définition des situations.	77
Figure III-14 : l'analyse du talus avec Talren.	78

ChapitreIV:Etude de confortement

Figure IV-1: Talus modélisé après substitution+ gabion	82
Figure IV-2 :Talus modélisé après renforcement par la paroi des pieux.	83
Figure IV-3: . Talus modélisé après renforcement par la paroi clouée.	84
Figure IV-4: Talus modélisé après renforcement par la paroi clouée cas dynamique	84

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les glissements de terrain

Tableau I-1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité[19]	12
Tableau I-2 : Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions..... particulières qui l'entourent [13].....	12
Tableau I-3 : Résumé des méthodes d'équilibre limite[17].	17
Tableau I-4 (a) : Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation d'après Cartier, 1985)[19].....	19
Tableau I-5(b): Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain... [19]	19
Tableau I-6 : Butée de pied [19].....	21
Tableau I-7: Allègement en tête [19].....	21
Tableau I-8: Purge [19]	22
Tableau I-9 : Reprofilage [18].....	23
Tableau I-10: Substitution partielle : bèche, contrefort, éperon, masque [19].....	24
Tableau I-11 : Substitution totale [19].....	25
Tableau I-12: Drains subhorizontaux [19]	27
Tableau I-13 : Puits et drains verticaux [19].....	28
Tableau I-14 : Tirants d'ancrages [19].....	30
Tableau I-15 : Clous et micro pieux [19]	31
Tableau I-16 : pieux [19].....	34
Chapitre II: présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site	
Tableau II-1: Résultats des essais pénétromètres dynamiques.....	49
Tableau II-2 : Résultats de l'essai.préssiométrique.....	50
Tableau II-3: Valeurs du rapport (E/PL) [1].. ..	51
Tableau II-4 :Récapitulatif des résultats d'essais d'identification	54
Tableau II-5: Résultats des essais de cisaillement.	56
Tableau II-6: Classification du sol selon C_c [2].....	57
Tableau II-7: Classification du sol selon C_g [14].	57
Tableau II-8: Résultats d'essais oedométrique.....	57
Tableau II-9 : Interprétation des résultats des essais laboratoire	58
Tableau II-10: Analyse chimique	60
Tableau II-11: Agréssivité chimique.....	60
Tableau II-12:Classification des sols par analyse chimique	60

Tableau II-13:Résultats du profil sismiques Ps-01	63
Tableau II-14:Résultats du profil sismiques Ps-02	63
Tableau II-15: Rippabilité des sols (PS01, PS02).....	64

ChapitreIII: calcul de stabilité

Tableau III-1: Résultat du cercle n°1	67
Tableau III-2: Résultat du cercle n°2	68
Tableau III-3: Résultat du cercle n°3	69
TableauIII-4: Caractéristiques des différentes formations	74
TableauIII-5 : Valeurs des surcharges.....	75
TableauIII-6: Résultats obtenus pour les deux méthodes.....	78
TableauIII-7: une partie d'une fenêtre des résultats détaillés par surface de rupture (méthode de calcul de Bishop)	79

Chapitre IV: Etude de confortement

Tableau IV-1: Technique de stabilisation Gabion+ Matériau drainant.....	82
Tableau IV-2 : Technique de stabilisation par Pieux	83
Tableau IV-3 : Caractéristiques des Clous utilisés.....	84
Tableau IV-4 : Technique de stabilisation par Clous	84

Introduction générale

Les mouvements de terrain jouent un rôle prépondérant dans l'évolution des versants. Les glissements de terrain sont des mouvements de sol qui affectent les talus et les versants naturels, ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple) ou par l'action directe de l'homme, telles que les travaux de terrassement ou déforestation.

Les études géologiques et géotechniques du terrain sont le plus souvent motivées par la recherche de solutions à apporter à un mouvement du sol.

Ce travail de mémoire s'inscrit dans une optique d'analyse de stabilité d'un glissement de terrain situé à Bouyeblatene (Sidi Ahmed, wilaya de Bejaia), et proposer une méthode de confortement adéquate.

De ce fait notre travail se divise en deux parties, qui sont les suivantes :

La première partie est réservée à une étude bibliographique, où on cite les différents types de mouvement de terrain et ses causes, suivi par les méthodes classiques de calcul de stabilité basées sur le calcul du coefficient de sécurité et enfin les différentes techniques de confortement.

La deuxième partie consiste à l'étude du glissement de Bouyeblatene : le **chapitre II** est consacré à la présentation du site, sa géologie et la reconnaissance géotechnique. Le **chapitre III** aborde l'étude de stabilité, par la méthode des tranches avec une analyse manuelle pour trois cercles supposés, Puis une analyse à l'aide du logiciel de calcul "**Talren 4**". Le **Chapitre IV** est consacré à l'étude de trois possibilités de confortement du glissement étudié avec leurs avantages et inconvénients afin de choisir la technique la plus adéquate.

Enfin, on achève notre travail par une conclusion générale qui résume les points les plus importants étudiés dans ce mémoire.

Chapitre I

Généralités sur les glissements de terrain

I.1.Définition :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme...) où sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

I.1.1. Typologie des mouvements de pente :

Sous l'expression générique, les mouvements de pente sont regroupés plusieurs types de Phénomènes d'instabilité des terrains, variables en fonction de la nature des matériaux mis en jeu, de la dimension, du mécanisme, de la cinématique, etc.

De façon simplifiée, on peut considérer quatre familles principales (**Figure I.1**) :

- Les glissements,
- Les mouvements sans surface de rupture (fluage),
- Ecoulements et chutes de blocs,
- Les coulées boueuses et laves torrentielles.

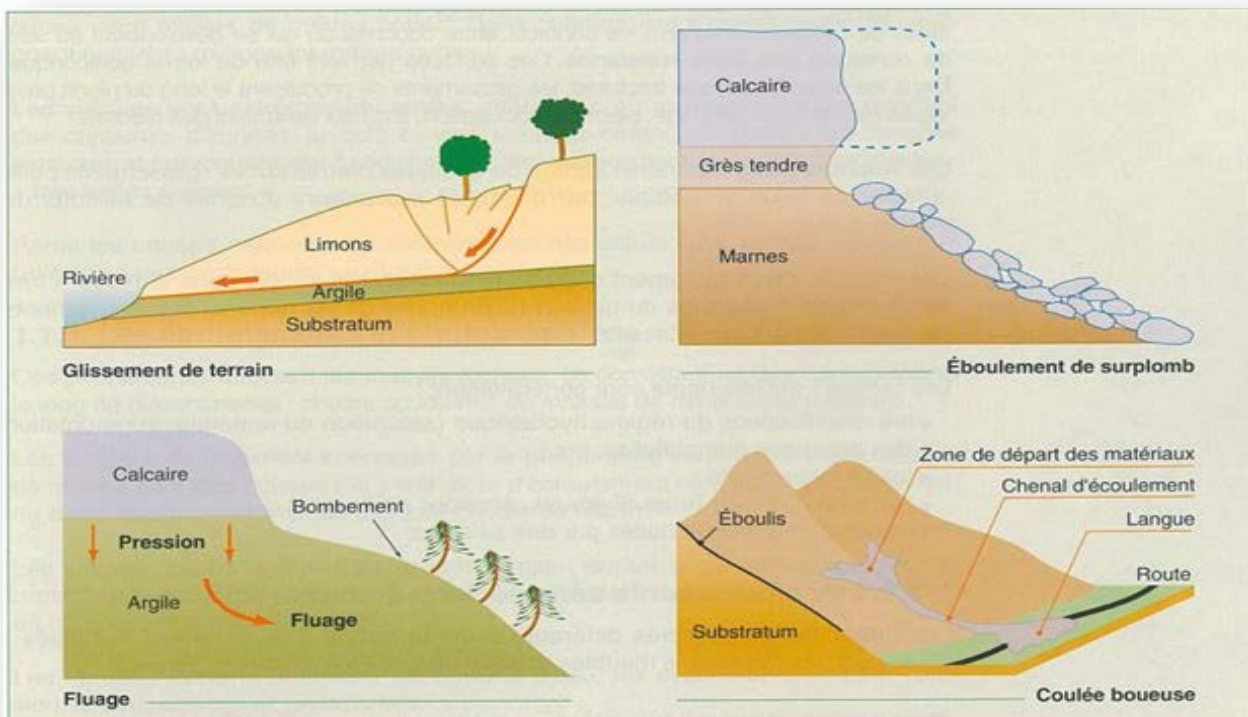


Figure I-1: Types de mouvements de terrain [19].

1.1.2. Eboulement ou chute de blocs:

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Ils peuvent être dus à des causes internes au massif. Ils sont représentés par l'effondrement d'un pan de falaise vertical pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Il existe de petits écroulements d'un millier de m³ (on parle alors d'écroulement en masse) à côté d'autres atteignant plusieurs centaines de millions de m³ (on parle alors de blocs). Des blocs de dimension parfois considérable, se séparent souvent d'une falaise ; ils constituent des écroulements parfois très importants. Les causes sont diverses :

- Mise en surplomb par érosion des couches sous-jacentes,
 - Décrochement de massifs limités par des joints, fissures, diaclases...
- **Exemple:** L'éboulement qui s'est produit, le mardi 24 février 2015, près du tunnel d'Aokas, à une trentaine de kilomètres à l'est de Bejaïa, a fait huit morts et vingt blessés(**Figure I.2**).



Figure I-2 : Eboulement d'Aokas, Bejaïa 2015[25].

1.1.3. Fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, à des vitesses faibles. Dans ce cas il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements): en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut, soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

La (Figure I.3) montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limité par une falaise.

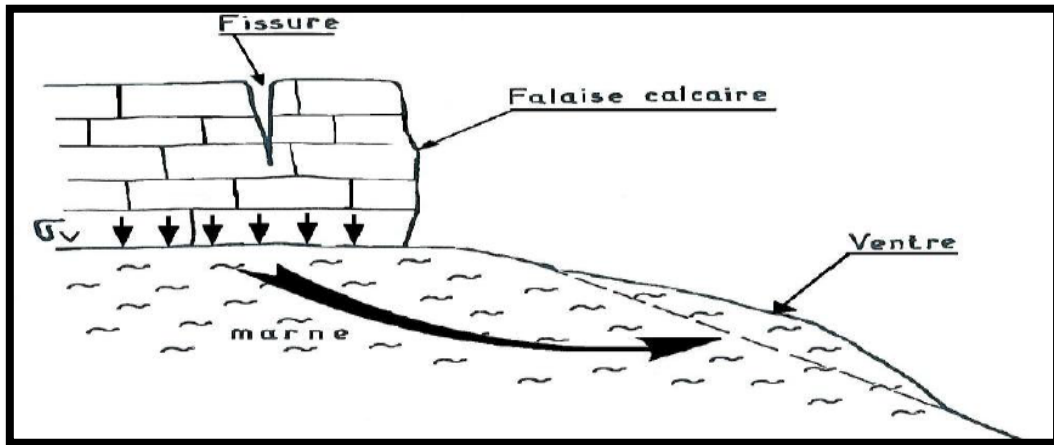


Figure I-3: Fluage[8].

1.1.4. Coulées boueuses

Ces instabilités très superficielles concernent uniquement les terrains de surface et plus particulièrement la couverture végétale. En règle générale, un apport d'eau soudaine (d'origine météorique) entraîne une mise en mouvement des matériaux due à la liquéfaction de la matrice argileuse. Une fois remanié, les matériaux saturés sont en mesure de transporter des débris végétaux et surtout des blocs rocheux d'où l'effet « destructeur » du phénomène. Les coulées, de consistance plus ou moins visqueuse, peuvent s'épandre sur des distances importantes. Le principe est schématisé dans la figure suivante (Figure I.4).

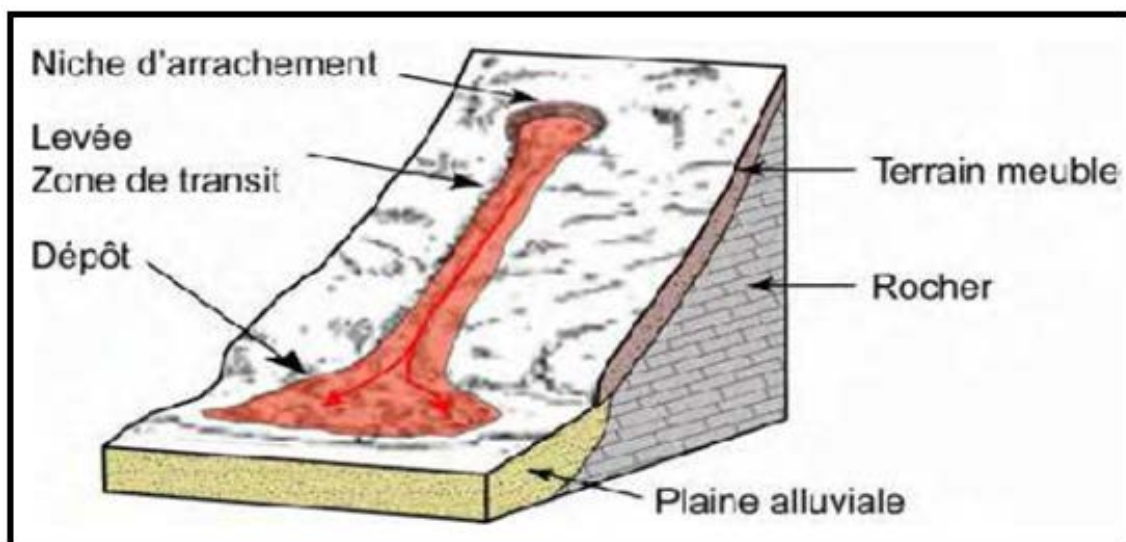


Figure I-4 : Schéma de principes coulées boueuses[8].

Dans le cadre de présent travail, nous nous sommes intéressées aux mouvements de terrain dans les sols meubles (glissement de terrain).

I.1.5. Morphologie générale d'un glissement de terrain :

La morphologie générale d'un glissement de terrain est schématisée dans la figure suivante (Figure I.5)

-Escarpement principal : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

-Escarpement secondaire : surface circulaire semblable à l'éscarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Cet escarpement confère à la masse en mouvement une structure en escalier.

-Bourrelet de pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

-Surface de glissement ou de rupture : c'est la surface qui sépare la masse glissée du terrain en place.

-Fissures et crevasses : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

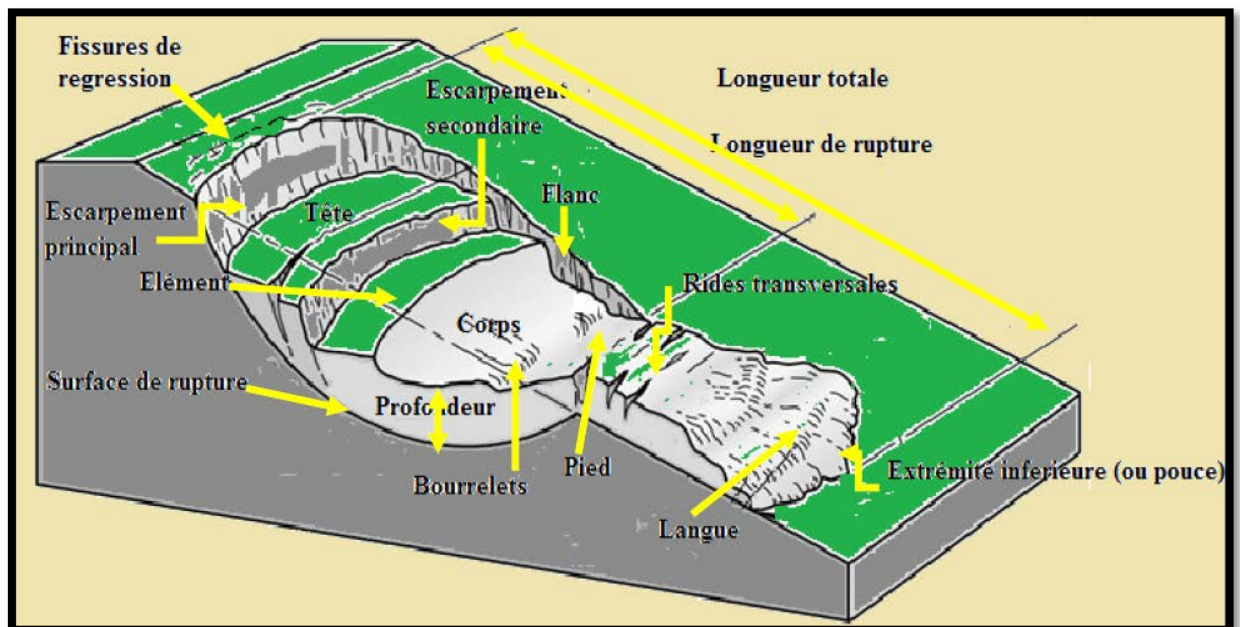


Figure I-5 : Morphologie générale d'un glissement de terrain [26].

I.1.6. Différents types de glissement de terrain :

On définit trois grandes catégories de glissements selon la forme de surface de rupture, on peut avoir :

- Les glissements plans,
- Les glissements rotationnels.
- les glissements complexes ou quelconques.

I.1.6.1. Glissements plans :

C'est un mouvement au long d'une surface de rupture sensiblement Plane pouvant être un joint stratigraphique, un plan de faille, une surface de Schistosité ou de foliation, une interface entre formation de pente. Ce principe est schématisé dans la figure suivante (**Figure I.6**).

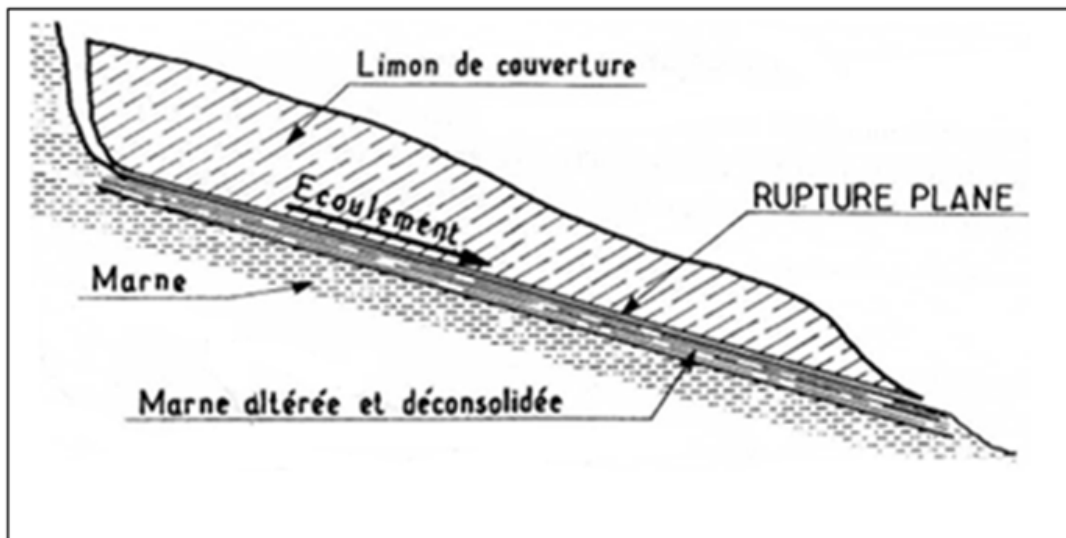


Figure I-6 : schéma de principe d'un Glissement plan[2].

I.1.6.2. Glissements circulaires ou rotationnels

La surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué. Ils se produisent en particulier en terrains assez homogènes, à dominante argileuse ou marneuse. Ce principe est schématisé dans la figure suivante (**Figure I.7**).

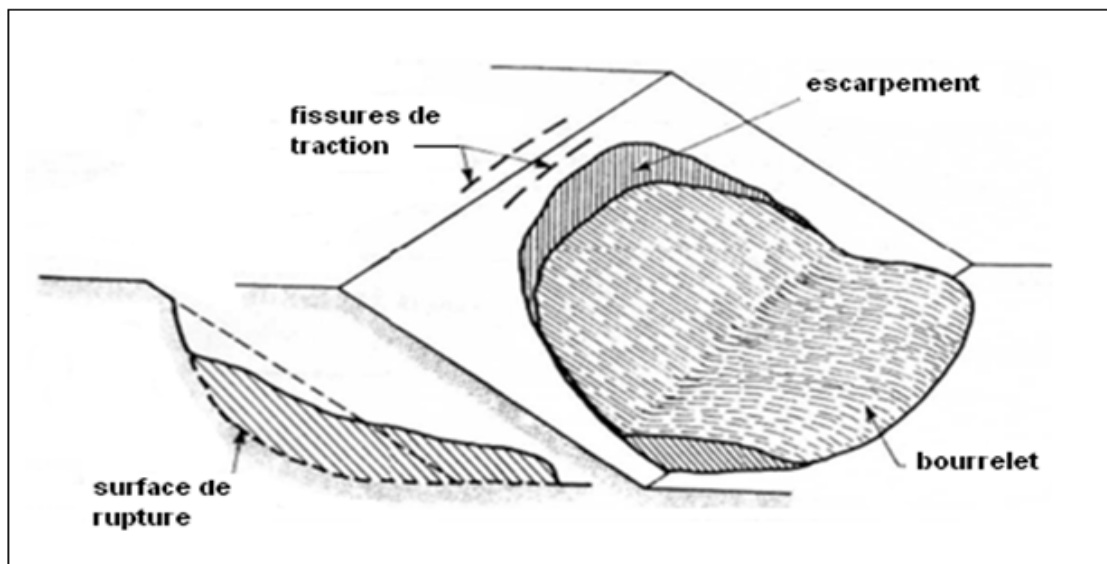


Figure I-7: Schéma de principe d'un Glissement rotationnel [2].

I.1.6.3. Glissements complexes

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont. Ce principe est schématisé dans la figure suivante (Figure I.8).

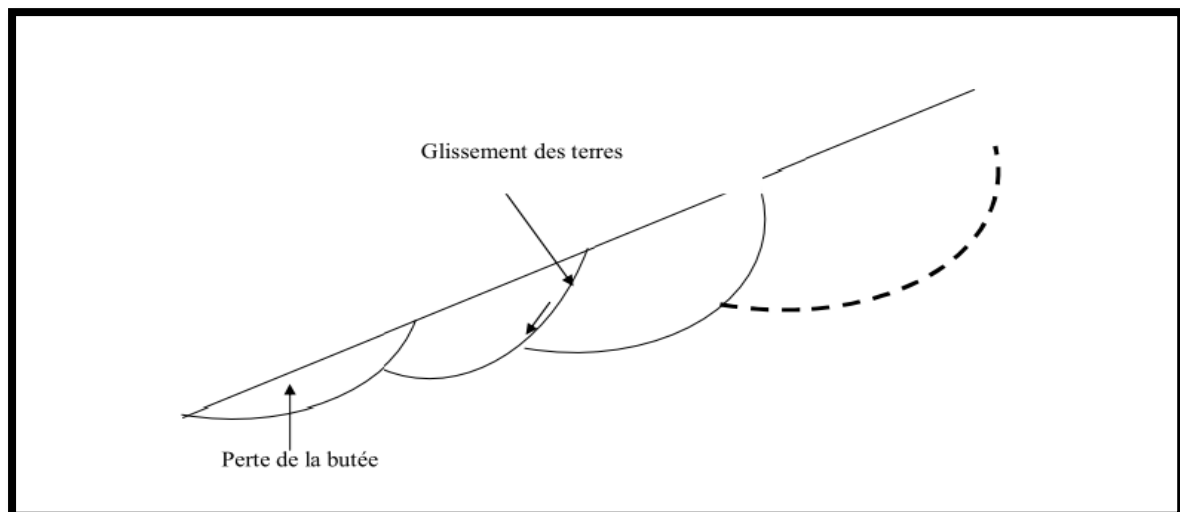


Figure I-8 : Schéma de principe d'un glissement rotationnel complexe (emboîté)[2].

I.2. Principales causes de glissement

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de différents facteurs :

- Sa géométrie ;
- Sa résistance au cisaillement des sols ou des couches ;
- Ses pressions de l'eau interstitielle;
- Ses sollicitations extérieures (Naturelles et anthropiques);

I.2.1. Géométrie du terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

I.2.2. Résistance au cisaillement

On peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformation différents : voir la figure suivante, (**Figure I-9**).

- La **résistance de pic**, qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre du pour-cent) ;
- La résistance stabilisée après le pic, ou **résistance à l'état critique**, en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort déformation » a une forme asymptotique ;
- La résistance après de grands déplacements sur une surface de rupture, appelée **résistance résiduelle**.

-La **courbe (I)** : Pour les **sols compacts ou denses** (indice des vides faible), la contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante. La valeur de ce maximum sert à définir la résistance au cisaillement, effort nécessaire pour désenchevêtrer les grains au voisinage du plan de cisaillement ;

-La **courbe (II)** : Pour les **sols peu compacts ou lâches** (indice des vides e élevé), la contrainte de cisaillement croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique. On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation.

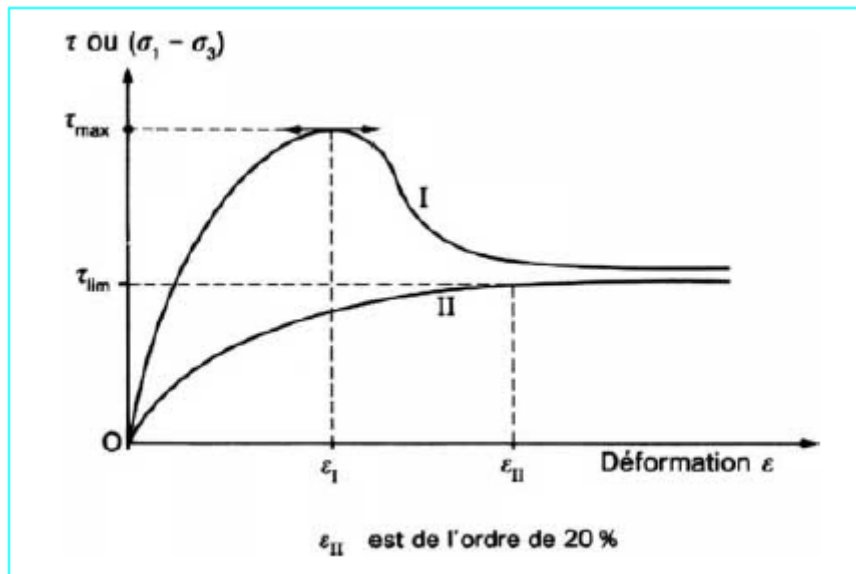


Figure I-9 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement[22]

Cette notion de résistance au cisaillement joue un rôle essentiel dans la stabilité des pentes.

Elle dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction de diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.)

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée **résistance résiduelle**.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou long terme (Pic)
- La résistance au cisaillement résiduelle. (La réactive des glissements)

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic, dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés C' et φ' (valeur de pic) et, C'_{R} et φ'_{R} (Valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente. Finalement, un sol qui présente une résistance au cisaillement importante (définie par son angle de frottement interne φ et sa

cohésion effective c) permet une plus grande stabilité, si l'on considère une pente de géométrie donnée.

I.2.3. Pressions de l'eau 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)

L'eau joue un rôle très important dans le mouvement des terrains (pentes) ; elle est considérée comme un facteur majeur dans la ruine des talus. D'une manière générale, la présence d'eau dans un sol abaisse le coefficient de sécurité. En général, une remontée de la nappe est défavorable à la stabilité.

D'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement.

I.2.4. Sollicitations extérieures (Naturelles et anthropiques) :

I.2.4.1. Facteurs naturelles :

➤ Climat

Les précipitations, la neige, la variation de température et l'évapotranspiration (gel/dégel) sont aussi des facteurs prépondérants qui agissent sur l'état d'équilibre des versants. Ils conduisent à des changements de la géométrie des talus et aussi sur la teneur en eau.

➤ Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être l'une des causes de glissements de terrain.

Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- ✓ La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
- ✓ La force d'inertie déstabilisatrice due au séisme lui-même.

I.2.4.2 .Facteurs anthropiques :

Toutefois, les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent compromettre d'stabilité. Par exemple, si l'on construit un édifice ou un remblai routier au sommet d'une pente, la charge supplémentaire ainsi appliquée risque d'entraîner la rupture du talus. La stabilité des pentes peut également être compromise par l'excavation du sol au pied du talus.

➤ Exemple d'une construction

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai.

Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

➤ Exemple d'un déblai :

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

I.3.Méthodes de calcul de stabilité (l'équilibre limite)

Dans cette partie, nous présenterons d'abord la problématique liée à la notion de coefficient de sécurité ainsi qu'au choix de la méthode de calcul. Ensuite, nous aborderons les méthodes de calcul de la stabilité des pentes basées sur la notion d'équilibre limite, car les logiciels de calcul, que nous utiliserons par la suite, sont conçus à partir de cette notion d'équilibre limite.

I.3.1. Coefficient de sécurité FS :

Pour évaluer la stabilité des pentes, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité. Ce dernier peut être un rapport des forces, des moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite. Voir le tableau suivant (Tableau I.1).

Tableau I-1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité [19].

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport des forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H / H_{\max}

Le facteur de sécurité F_s minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. De manière classique (l'équilibre limite), dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture (pas de glissement) ;
- si $F < 1$, il y a rupture (présence d'un glissement) ;
- si $F = 1$, il y a équilibre limite.

Selon les valeurs de F_s pour appréciation de la stabilité de la pente peut être prononcée : les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent voir le tableau suivant (Tableau I.2).

Tableau I-2 : Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent [13]

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les barrages

I.3.2. Choix de la méthode de calcul

Dans la littérature scientifique, il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes, méthodes d'équilibre limite et méthodes des éléments finis. Dans le cas des méthodes d'équilibres limite, les hypothèses portent sur les lois qui régissent le comportement des sols et sur les conditions aux limites. Dans les méthodes d'équilibres limite également, le calcul du facteur de sécurité définira une surface de rupture critique amenant l'instabilité alors que les méthodes des éléments finis modélisent toute la masse et fourniront la zone de rupture la plus probable. L'utilisation de l'une ou l'autre méthode dépend des moyens disponibles pour déterminer les paramètres de calcul correspondant à la méthode choisie.

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.

Il existe dans la littérature scientifique de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est trouvée à la fois:

- La surface critique,
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (exemple. BISCHOP, MORGENSTERN-PRICE ...) et les méthodes de stabilité globale dans lesquelles on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les

Vérifier au niveau de chaque tranche, surtout utilisées pour les sols homogènes (BELL, méthodes des perturbations ...).

I.3.2.1. 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.

I.3.2.2. Méthode des tranches :

I.3.2.2.1. Méthode des tranches de Fellenius (rupture circulaire) :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Voir la figure suivante (Figure I.10)

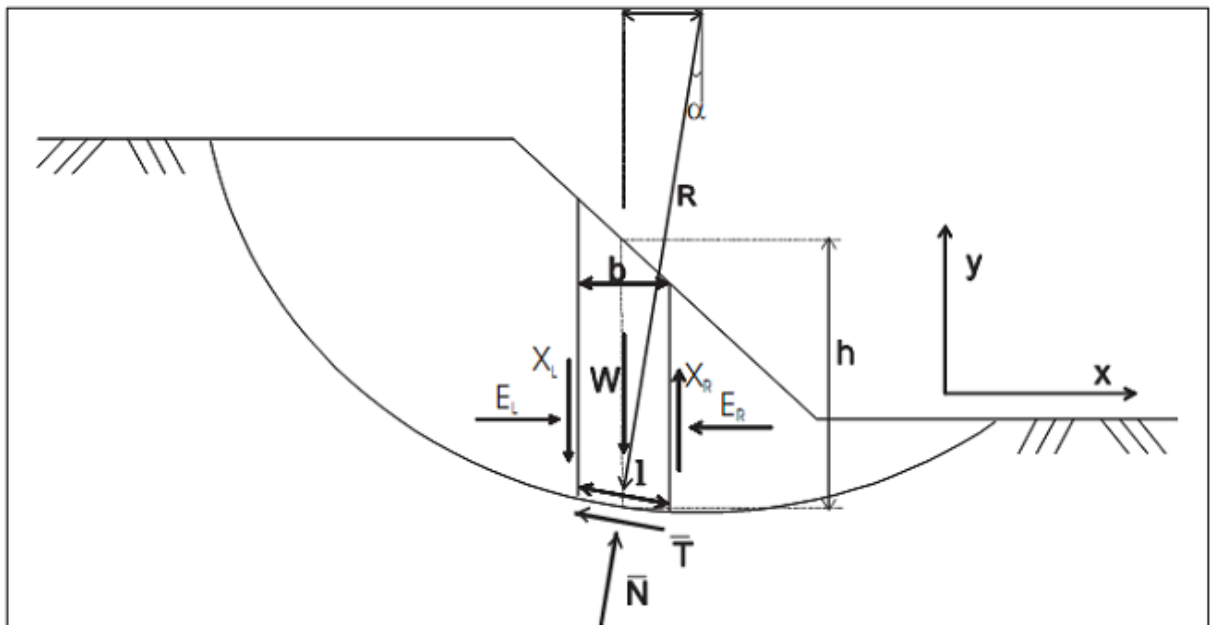


Figure I-10 : analyse par la méthode des tranches [27].

Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement.

- Son poids W ;
- La réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB ;
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V . Il s'agit de forces internes au massif étudié.

- Les pressions hydrauliques. 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.
- La surface de rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global FS est n défini par le quotient:

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

En Considérant la somme des moments sur tout l'arc EF, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, à l'exception des forces internes(**Figure I.11**). 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 :

$$(R_n)_t = c_i \times AB + N_n \tan \varphi_i$$

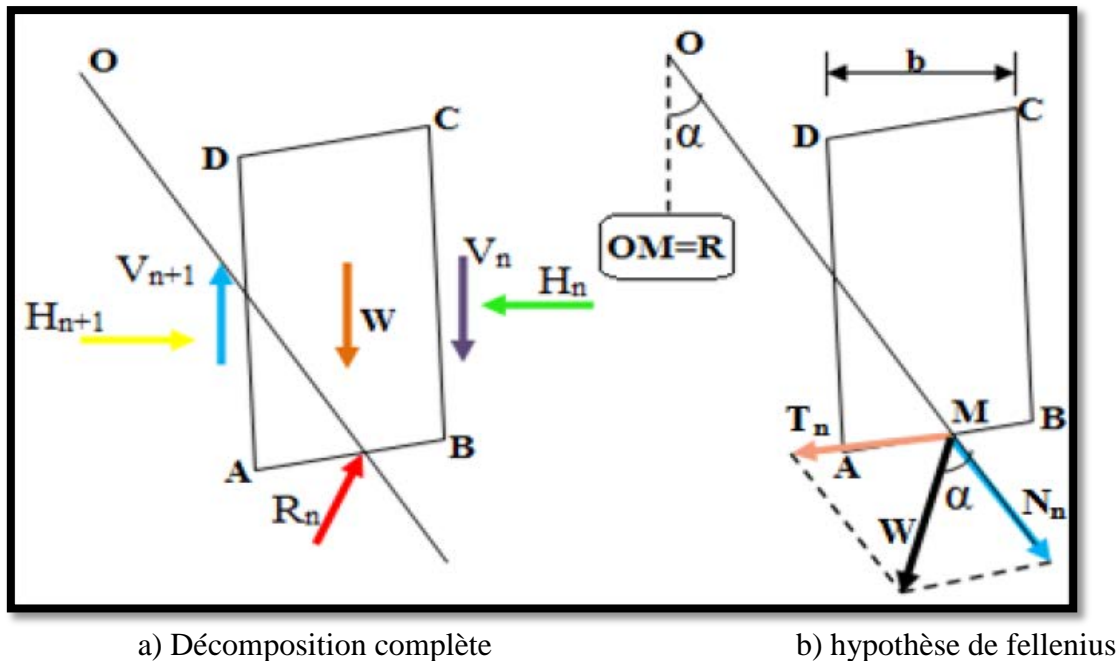


Figure I-11 : Forces agissant sur la tranche n [2]

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R. (ci. AB + Nn. \tan \varphi i)$$

Avec :

-**m**: nombre total de tranches,

- **R**: rayon de cercle de glissement

–**ci, φi**: Caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche
 AB Par ailleurs, le moment moteur est dû à **T_n** et est égal à **T_n*R** d'où :

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} R. (ci. AB + Nn. \tan \varphi i)}{\sum_{n=1}^{n=m} Tn}$$

I.3.2.2.2. Méthodes des tranches de bishop :

Pour déterminer le coefficient de sécurité *FS*, il faut (**Méthode détaillée**) :

- Procéder par itérations successives, puisque *FS* 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.

L'équation qui donne le coefficient de sécurité est :

$$FS = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[(W + (V_n - V_{n-1})) - u_n \cdot b] \tan \varphi' i + c' i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi i}{FS}}$$

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

L'équation précédente devient alors (**Méthode de bishop simplifiée**) :

$$FS = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - u_n \cdot b) \tan \varphi' i + c' i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi i}{FS}}$$

Tous les termes sont connus et *FS* est calculé par itérations successives. la première itération est faite en adoptant, comme valeur *FS*, le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

Le tableau ci-après résume les méthodes d'équilibre calcule de différentes stabilité d'équilibre limites les plus couramment utilisées dans la pratique. (Tableau I.3)

Tableau I-3 : Résumé des méthodes d'équilibre limite [17]

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibre	Les inconnues recherchées
Fellenius	-La surface de rupture est circulaire ; -Les forces sur les cotés des tranches sont négligées.	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement.	-Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifié	-La surface de rupture est circulaire ; -Les forces sur les cotés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches).	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement. \sum des forces dans le sens vertical.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale(N) a la base de la surface de rupture.
spencer	-Les forces intertranches sont parallèles. (c'est-a-dire, toutes ont la même inclinaison). -La force normale(N) agit au centre de la base de la tranche.	\sum moments de n'importe qu'elle point sélectionné. \sum des forces dans le sens vertical. \sum des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) a la base. -L'inclinaison des forces inter -tranche (Θ). -Résultante des forces inter-tranche (Z). -Emplacement des forces latérales (Ligne de poussée).
Morgenstern et Price	-Les forces inter-tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x)E$. -La force normale(N) agit au centre de la base de la tranche.	\sum moments de n'importe qu'elle point sélectionné. \sum des forces dans le sens vertical. \sum des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) a la base. -Le coefficient (λ). -Les forces inter-tranche horizontales. -Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

I.4.Méthodes de confortement des glissements de terrain**I.4.1.Introduction**

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

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

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées ci-après. La solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- ✓ L'investissement consenti,
- ✓ L'accessibilité du site,
- ✓ La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux,
- ✓ La cinématique du glissement.

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en trois grandes familles :

- ✓ Les terrassements : actions sur la géométrie et l'équilibre des masses,
- ✓ Les drainages : actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles,
- ✓ Les renforcements : renforcements mécaniques.

I.4.2. Méthodologie de choix d'une technique de stabilisation

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Une démarche méthodologique doit être suivie. Elle est présentée dans le tableau (a) est nécessaire d'envisager successivement toutes les techniques existantes avant de fixer son choix. Le choix obtenu dans le tableau(b) doit être affiné en tenant compte de la profondeur du mouvement, de la nature et du volume de matériau en jeu, des vitesses de glissement, des contraintes d'accès et d'emprise du site, etc. Lorsque plusieurs types de solutions sont envisageables, il est souvent intéressant de les associer.

Tableau I-4:Méthodologie pour le choix d'une méthode de stabilisation(a) [19]

Phase d'étude	Eléments nécessaires
-Analyse rétroactive du glissement -Calage de la méthode de calcul et des paramètres de résistance au cisaillement sur $F = 1$	-Profil géotechnique -Paramètres géométriques, hydrauliques, mécaniques -Calcul de stabilité
Détermination de l'influence sur F des actions envisageables : - Modifications de la géométrie - Abaissement de la nappe - Renforcement au niveau de la surface de rupture	-Calculs de stabilité
-Définitions des solutions techniques	-Limites et avantages des techniques envisagées -Caractéristiques particulières du glissement
-Choix d'une solution	-Contraintes économiques -Délai -Savoir-faire des entreprises locales -Risques acceptables à court terme et à long terme
-Dimensionnement de la solution	-Calcul de stabilité -Essais préalables (tirant, drains, ...) -Réglementation
Travaux	-Contrôles des structures (déplacements, efforts...) -Contrôles des paramètres du glissement

Tableau I-5:Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain (b) [19]

Solution envisageable	Effet sur la stabilité de la modification de la géométrie	Effet sur la stabilité de la variation de la pression interstitielle	Effet sur la stabilité de l'accroissement de la résistance au cisaillement
-Terrassement -Drainage -Renforcement	+	+	+
-Terrassement (mais substitution inefficace) -Drainage	+	+	-
-Drainage	-	+	-
-Terrassement pour substitution -Drainage -Renforcement	-	+	+
-Terrassement -Renforcement	+	-	+
-Terrassement	+	-	-
-Terrassement pour substitution -Renforcement	-	-	+
-Application des techniques de protection ou de surveillance	-	-	-
+ : Important, - : Faible			

I.4.2.1. Terrassements

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

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, Remblai en pied;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et Reprofilage;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable;

I.4.2.2. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

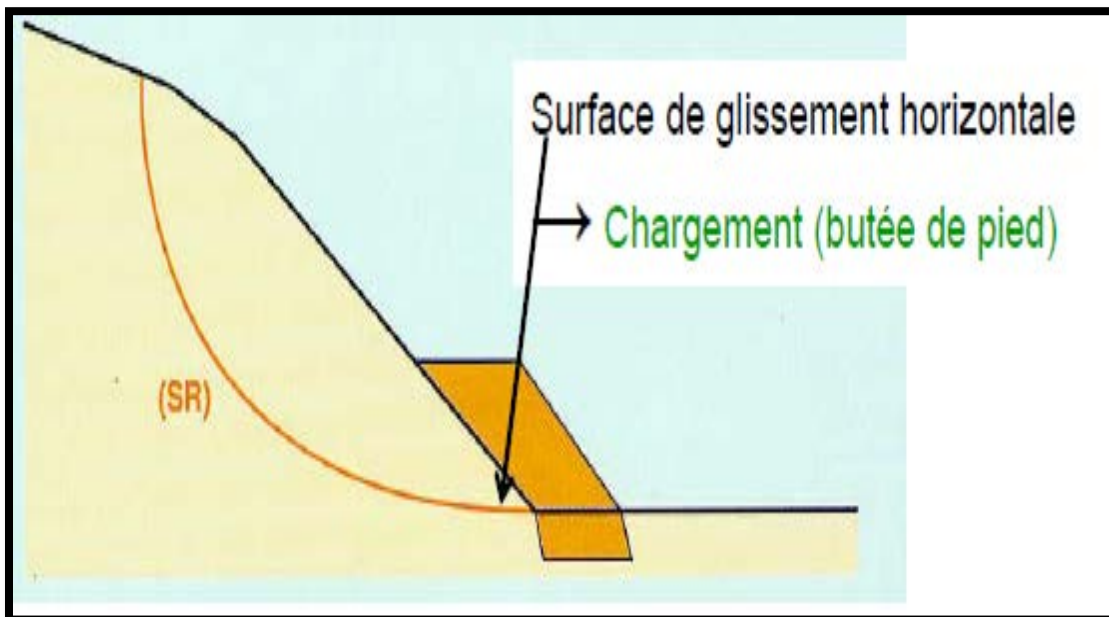


Figure I-12: la bute de pied[18]

Tableau I-6 : Butée de pied [19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20 à 1.30	<ul style="list-style-type: none"> - Accès et emprises nécessaires. - Présence d'un horizon résistant à faible Profondeur. - Assurer la stabilité en aval. - Limiter les risques de reprise de glissement en amont.

I.4.2.3. Allègement en tête

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

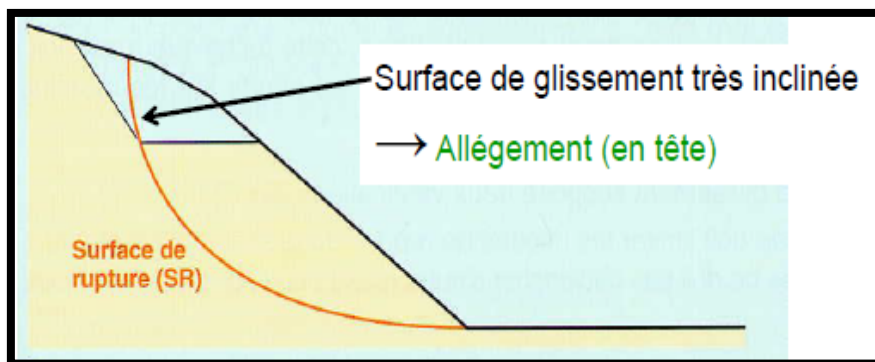


Figure I-13 : allègement en tête [18]

Tableau I-7 : Allègement en tête [19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	<ul style="list-style-type: none"> - Accès et emprises nécessaires. - Assurer la stabilité en amont.

I.4.2.4.PURGE

Les techniques de terrassement s’accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l’ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. C’est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains.

Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement accessible aux engins autres que les bouteurs³, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture est faible.

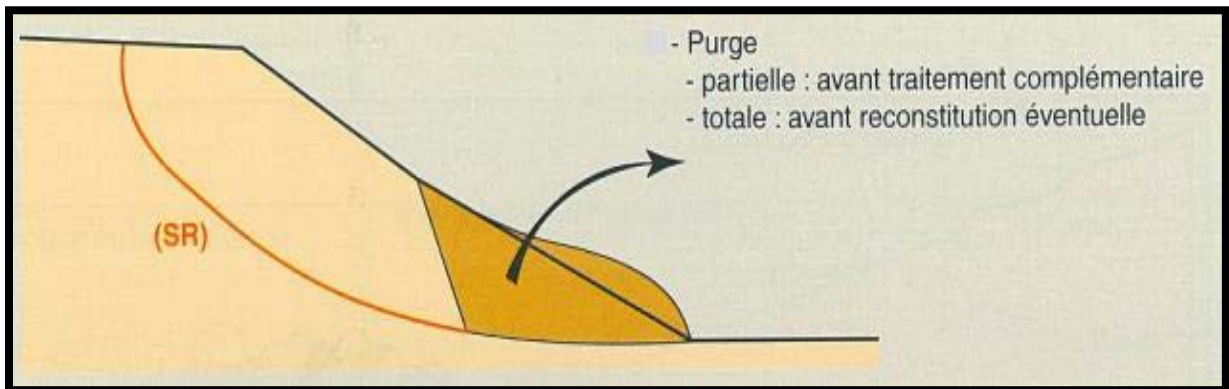


Figure I-14: purge [20]

Tableau I-8: Purge [19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.50	<ul style="list-style-type: none"> - Applicable à de petits volumes - Protection de la surface mise à nu - Assurer la stabilité en aval.

I.4.2.5.Reprofilage

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

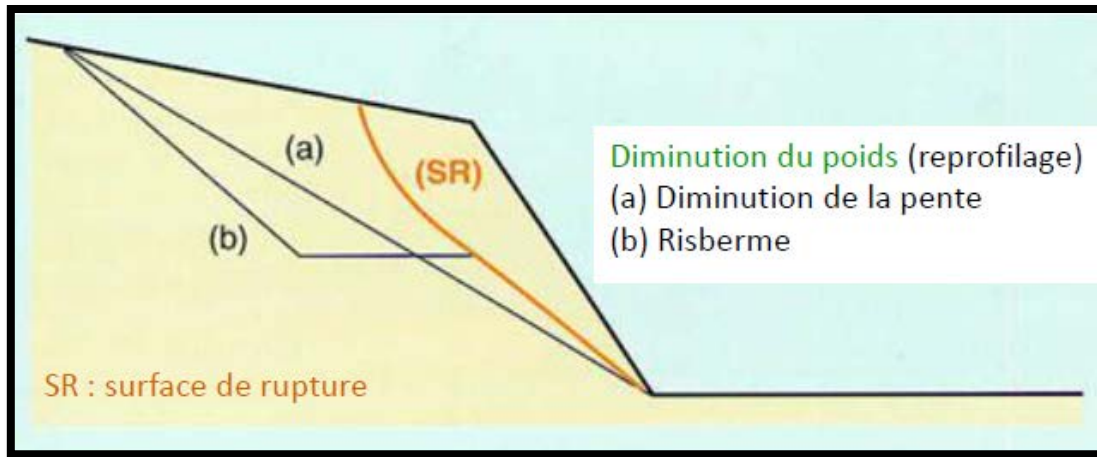


Figure I-15 : Reprofilage[18]

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

TableauI-9 : Reprofilage [19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	-Accès et emprises nécessaires - terrassements importants

I.4.2.6.Substitution partielle des matériaux glissés

On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.ils permet de reporter les charges sur les substratums.La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable de faible épaisseur (moins de 5m).Les contreforts sont des bèches discontinues pour assurer un exutoire, ces contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes.

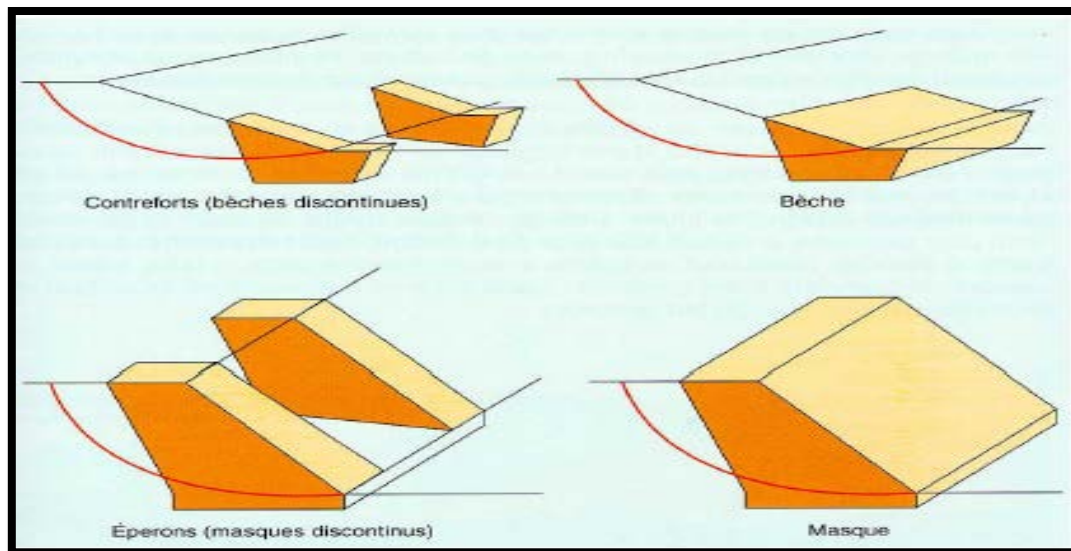


Figure I-16 : Substitution partielle des matériaux glissés [18].

Tableau I-10 : Substitution partielle : bèche, contrefort, éperon, masque [19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apport de matériau de meilleures résistances	Déblai Remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau initial et de calcul de substitution	1.20	- Ancrer sous la surface de rupture - Travail par plots - Gérer le drainage

I.4.2.7. Substitution totale

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Tableau I-11: Substitution totale [19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apport de matériau de meilleures résistances	Déblai Remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques du matériau de substitution	1.50	-Ancrer sous la surface de rupture -Travail par plots - Terrassements importants

I.4.2.8. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation en eau du site
- Expulser l'eau présente dans le massif instable

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds.

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

➤ Collecte et canalisation des eaux de surface

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

➤ Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles,...). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

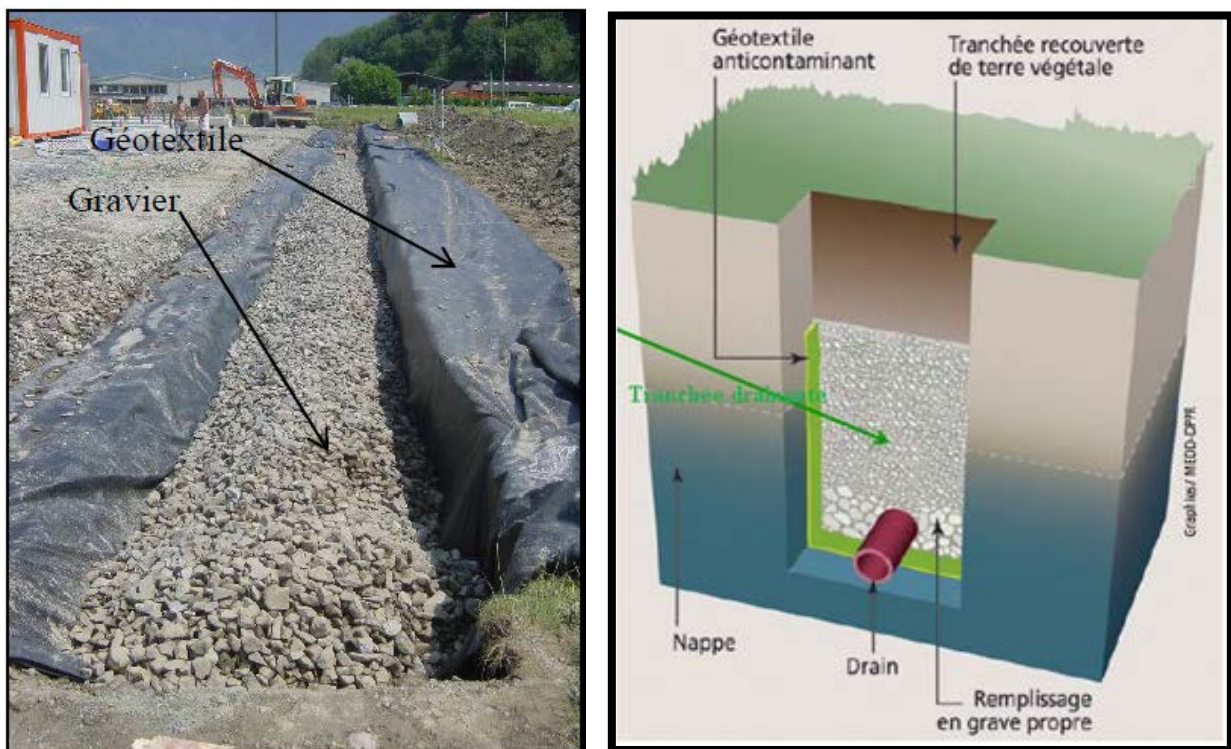


Figure I-17 : Coupe d'une tranchée drainante [18].

➤ **Drains subhorizontaux**

Lorsque les contraintes d’accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l’horizontale (2° à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l’ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Cette technique s’emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, les terrains très peu perméables s’y prêtent mal ; en effet, le rayon d’action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d’eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Tableau I-12: Drains subhorizontaux [19].

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Diminuer les pressions interstitielles	Drains souples moyen de forage	Calcul de stabilité avec le Champ de pressions interstitielles estimées après drainage	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d’écoulement -vérification du rabattement - Entretien indispensable

➤ **Drains verticaux, galeries drainantes**

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d’accroître leur rayon d’action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d’un système d’évacuation de l’eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Tableau I-13 : Puits et drains verticaux[19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
<p>Diminuer les pressions interstitielles Abaisser le niveau de la nappe</p>	<p>Drains verticaux, puits, galeries</p>	<p>Calcul de stabilité avec le Champ de pressions interstitielles estimées après drainage</p>	<p>1.30</p>	<p>-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -vérification du rabattement - Entretien indispensable</p>

I.4.3. Stabilisation par renforcement

Par renforcement, on entend l'introduction d'éléments résistants tels que :

- Les soutènements ;
- Les tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- Les clouages par des barres, des micros-pieux ;
- Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

I.4.3.1.Soutènement

Dans cette catégorie, on retrouve deux types d'ouvrages :

- Les ouvrages rigides (mur poids ou ancré),
- Les ouvrages souples (gabions, remblais renforcés par armatures ou nappes extensibles).

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

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

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par des fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

I.4.3.2. Tirants d'ancrages

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

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

Les ancrages sont efficaces dans :

- Des terrains naturellement cohésifs (argiles et silts à basse plasticité et donc peu déformables).
- Des terrains naturellement cimentés ou des sables et des graviers présentant une cohésion réelle (due à la fraction fine) ou apparente (fournie par l'humidité).
- Des roches disloquées.
- Des terrains situés au-dessus de roches de mauvaise qualité.

Tableau I-14: Tirants d'ancrages [19]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apporter un effort stabilisateur horizontal	Barres, Tarars	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants ($F=1.5$)	1.20	-problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) -Associer un bon drainage

I.4.3.2. Renforcement par inclusions

Cette technique rapide et facile à mettre en œuvre est très utilisée et n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

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

a) Clous et micro pieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant :

La partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol / clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Tableau I-15: Clous et micro pieux [19].

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micro pieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F=1.5)	1.20 à 1.30	-technicité importante -estimation correcte des interactions Sol/inclusions -Associer un bon drainage

➤ **Présentation générale de la technique de clouage**

a) **Définition :**

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité des pentes naturelles ou artificielles, et consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Les inclusions sont mises en place de manière à ce que leurs extrémités soient ancrées dans la zone résistante.

Habituellement le clouage du sol impliquent une technique d'installation plus simpliste que ancrages au sol et sont plus faciles à construire.

Le clouage d'un massif de sol est une technique de renforcement des terrains in situ, par inclusions linéaires travaillant à la traction et au cisaillement. Ces inclusions sont généralement mises en place dans des forages, puis scellées avec un coulis ; elles peuvent aussi être battues ou vibrofoncées. Cette technique s'est principalement développée depuis une dizaine d'années dans deux domaines : le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes.

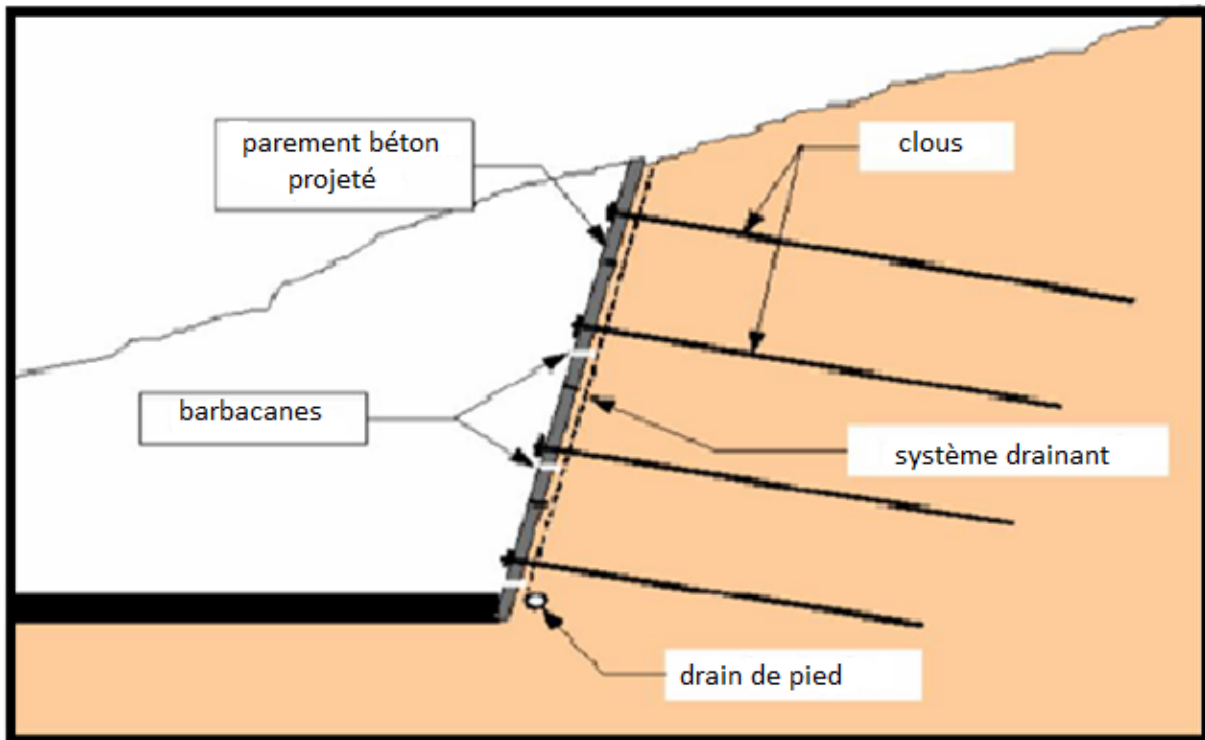


Figure I-18: Schéma représentant une paroi clouée [24].

b) Différentes phases :

La construction d'un mur en sol cloué appliquée au soutènement de fouille sont généralement construits en plusieurs étapes se fait par phases successives de haut en bas et il implique les étapes suivantes (**Figure I-19**) :

1) **Terrassement**: Premier terrassement en général sur 1 à 2 m de hauteur (h_i). Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres.

2) **Mise en place des clous** par forage des trous de scellement. Ou Vibrofonçage et installation et coulis des clous.

Le forage et le scellement : Un trou est foré, de diamètre généralement compris entre (60 et 150 mm). Le clou muni de centreur est mis en place puis scellé par du coulis de ciment. L'injection des pressions qui restent assez basses (100 kPa).

3) **Mise en place d'une couche de béton** : mise en place par projection contre la paroi nouvellement taillée. Un treillis soudé, disposé au préalable contre le sol, arme ce voile que l'on désigne par **parement** ou **peau de confinement**, Son épaisseur est faible (dix centimètres), La réalisation d'un parement (Mettre en œuvre le plus rapidement possible un béton projeté qui constitue un revêtement continu souple.

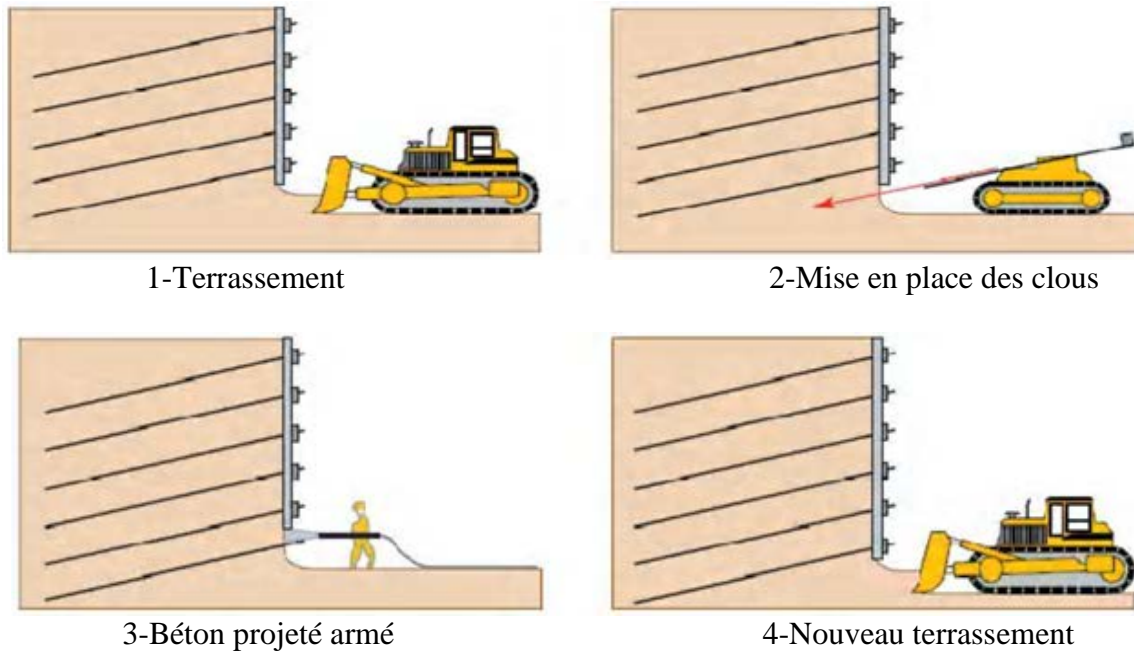


Figure I-19: Phases de réalisation d'une paroi clouée [20].

➤ Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable. Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent:

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

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du

sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $P/2$. Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

Tableau I-16 : Pieux [Guide stabilisation LCPC]

Principe Moyens	Moyens	Méthode de calcul	F final	Contraintes de réalisation
Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profiles H, palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux (F=1.5)	1.10 à 1.20	-technicité importante -estimation correcte des interactions Sol/inclusions -Associer un bon drainage

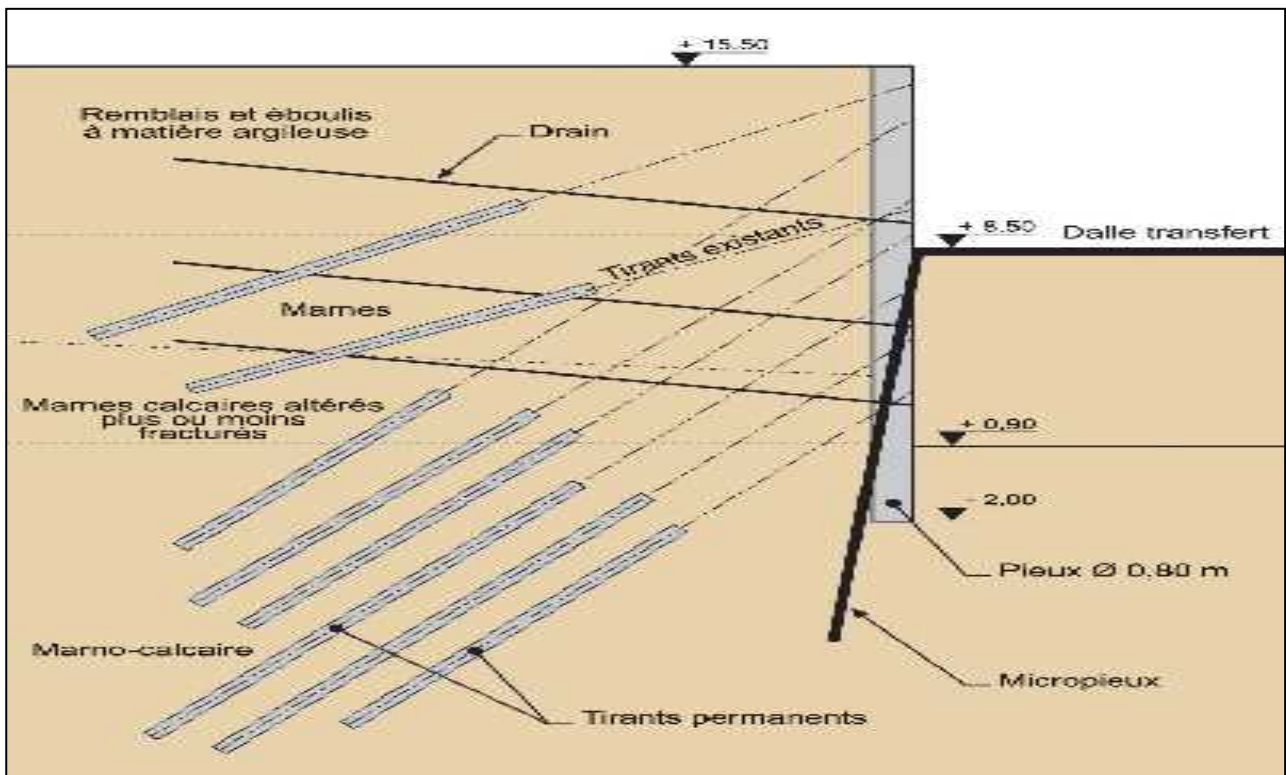


Figure I-20: Pieux et barrettes

Conclusion

Les techniques de confortements des glissements de terrain sont très nombreuses. Elles doivent être adaptées aux conditions de site des phénomènes que l'on cherche à arrêter. Une fois la géométrie et les conditions de sol d'une pente ont été déterminé et évalué, il reste qu'un choisir la méthode de renforcement adéquate. Le choix de la méthode de confortement dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques et morphologiques des terrains instables, et du facteur de sécurité. Les méthodes de confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides (soutènements...).

Chapitre II

Présentation, reconnaissance et étude géotechnique du site

II.1. Présentation du site

Le site de glissement est situé en partie haute de la ville de Bejaia, à proximité de la zone de Sidi Ahmed dans les hauteurs de la wilaya de Bejaïa. Il est délimité au nord par le quartier Taassast au sud par le quartier Houma Ouvasine et la cité Oultache. Cette zone représente l'extension de la ville de Bejaïa vers les versants sud de Djebel Imma Gouraya (Figure II-1).

- Coordonnées géographiques du site :

Latitude : 36°45'29.8"N

Longitude : 5°03'52.6"E



Figure II-1 : Image satellitaire indiquant la position du site [Google Earth]

II.1.1. Topographie et Géomorphologique du versant

La topographie du site de glissement a été modifiée par rapport à la situation d'origine. Lors de la construction des maisons en amont, une partie des déblais ont été accumulés en remblais, sur une pente en aval qui était à l'état de stabilité limite. D'après les habitants le chemin qui existait à l'origine a été transformé en route, justement grâce à l'ajout des remblais en talus aval.

Les travaux d'aménagements et d'urbanisation réalisés ont modifié la morphologie du site ainsi que le rejet des matériaux d'apports. La pente d'environ 30% est en général accentuée vers le Nord.

II.1.2. Descriptions des désordres

Suite aux différentes visites sur site les désordres constatés sont les suivants :

- Fissurations profondes et affaissements des couches de sol au niveau de la voie et du trottoir (Figure II-2).



(a)



(b)

Figure II-2 : Fissurations profondes (a) affaissements des couches de sol au niveau de la voie et du trottoir (b).

- Phénomène en mouvement rapide d'ampleur importante ;
- Un poteau électrique est incliné et risque de tomber sur les usagers (Figure II-3).



Figure II-3 : Inclinaison d'un poteau électrique [Avril 2016].

- Une partie de la voie en amont présente une dégradation importante à cause des fuites d'eau (Figure II-4).



Figure II-4 : Limite de glissement (côté amont). [Avril 2016].

- Le mur de clôture du hammam situé en amont du glissement est menacé de rupture et présente un danger sur les usagers des lieux (Figure II-5).



Figure II-5 : Fissuration et décrochement d'un mur de clôture [Avril2016]

-Les photos suivantes illustrent un affaissement suivi d'un glissement de terrain : des fissures significatives au niveau du trottoir de la chaussée (Figure II-6).



Figure II-6: Fissures et ruptures de la chaussée.

-La zone située en aval est soumise à des escarpements localisés (**Figure II-7**).



Figure II-7 : Escarpements au niveau du talus aval

- Présence des vides sous forme de cavités sous la chaussée, due probablement à l'effet d'érosion du sol provoqué par l'écoulement d'eau (**Figure II-8**).



Figure II-8 : Des cavités sous la chaussée.

-Présence d'une petite source d'eau et apparition des bourrelets au-dessus du mur d'enceinte en aval ; il n'y a aucune fissure suspecte à ce jour dans ce mur, ni dans les maisons auxquelles il est raccordé (**Figure II-9**).



Figure II-9 : Bourrelet en aval du glissement [Avril 2016].

-En aval de la route, la surface du talus est plutôt irrégulière. Cette irrégularité existait probablement dès l'origine, notamment avec des affleurements des blocs calcaires isolés, elle a été accentuée par l'ajout de remblais issus des constructions voisines, remblais destinés à élargir la voie de passage (**Figure II-10**).

- Dans le talus, on peut suivre de façon assez nette la fissure du côté Est (**Figure II-11**), en forme de bourrelet oblique. La fissure dans le côté Ouest n'est pas visible dans l'irrégularité du terrain (**Figure II-10**).



Figure II-10: Blocs de calcaires au côté Ouest



Figure II-11: Fissure côté Est

[Avril2016]

II.1.3. Origine des désordres

Il s'agit d'un glissement partant de la limite des habitations en amont jusqu'aux habitations situées en aval, la route située dans la partie amont a été touchée par le glissement sur une longueur de 50 mètres linéaires (Figure II-12).



Figure II-12: Vue d'ensemble du site de projet

Les principales causes des désordres sont les suivantes :

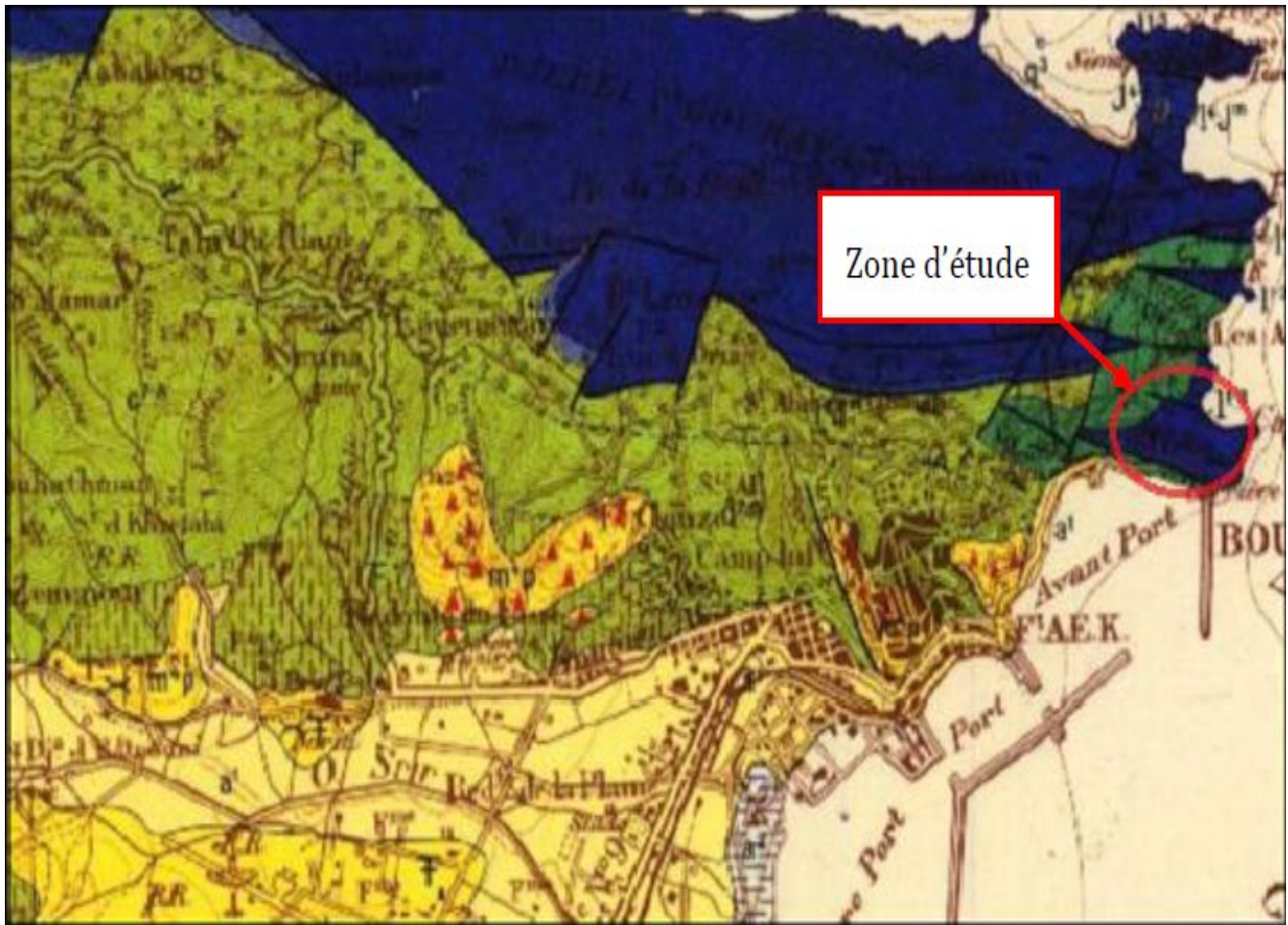
- La morphologie du site à été modifiée par des apports importants en matériaux (pente raide) dont les terrassements en masse lors de la réalisation des constructions.
- Des fuites d'eau potable très importantes ont été détectées, des infiltrations importantes à l'intérieur des couches de sol et une concentration en quantité importante en profondeur ;
- Les dernières pluies étant très importantes d'où les apports en grandes quantités d'eaux pluviales, favorisant des infiltrations importantes.
- Les terrassements (**Figure II-13**).



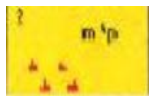
Figure II-13: Elimination de la butée (Terrassements)

II.1.4 : Contexte géologique et Géologie du site

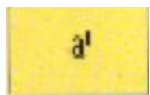
D'après l'extrait de la carte géologique de Bejaia au 1/50.000, la zone d'étude est formée essentiellement par des marnes et marno-calcaire du crétacé (**Figure II-14**).



CRETACE SUPERIEUR: 1-Flysch.2-Marnes et marno-calcaires.3 Conglomérat.



MIO-PLIOCENE : 1-Brèches.2-Argiles bleues.



QUATERNAIRE : Alluvions anciennes.



LIAS SUPERIEUR DOGGER : Marnes et marno-calcaires

Figure II-14: Carte géologique de Bejaia au 1/50.000°

La succession lithologique est illustrée par plusieurs coupes géologiques passant dans l'axe du glissement et montrant ses limites :

➤ **Des remblais :**

Sont de nature hétérogène, provenant des travaux de terrassement des terrains avoisinants lors des travaux de construction des habitations situées en amont du talus et de la piste. L'épaisseur de ces remblais varie entre 0.5 et 1 m.

➤ **Les éboulis de pente :**

Ils sont composés de matériaux hétérogènes et hétérométriques (blocs calcaires du Djebel Gouraya, blocs schisteux...) emballés dans une matrice argileuse. Il existe aussi des blocs de diamètre important (1 à 3m).

➤ **Les argiles marneuses :**

Elles sont très altérées et recouvertes par les éboulis. Le phénomène d'érosion est très intense, ce qui explique l'intensité du ravinement. Ces argiles marneuses sont décomprimées ; d'après les observations de terrain, l'épaisseur de cette formation est estimée entre 4 et 5 m suivant l'axe de glissement.

➤ **Les flyschs crétacés :**

Ces niveaux sont très friables ; sont constitués par une alternance des niveaux d'argiles pélitiques et de marnes schisteuses. L'ensemble de ces flyschs repose sur des schistes plus durs en profondeur d'âge crétacé.

➤ **La falaise calcaire :**

Elle se trouve derrière les maisons du côté amont de glissement et qui sont fondées probablement sur les calcaires, ce qui expliquerait pourquoi le glissement, bien que très actif, ne régresse pas vers l'amont, et ne déforme pas ces maisons.

On peut constater que cette formation calcaire s'interrompt brutalement vers l'aval, pour donner place aux marnes et flyschs marneux. On serait donc en présence d'une faille géologique. Les blocs calcaires visibles dans la pente seraient des résidus d'éboulements de l'ancienne falaise, mélangés aux colluvions argileuses d'altération des marnes.

II.1.5. Hydrogéologie et hydrologie régionale

Des sources et quelques puits existent dans la région de Bejaïa, ce qui nous renseigne sur la présence d'un écoulement sous terrain.

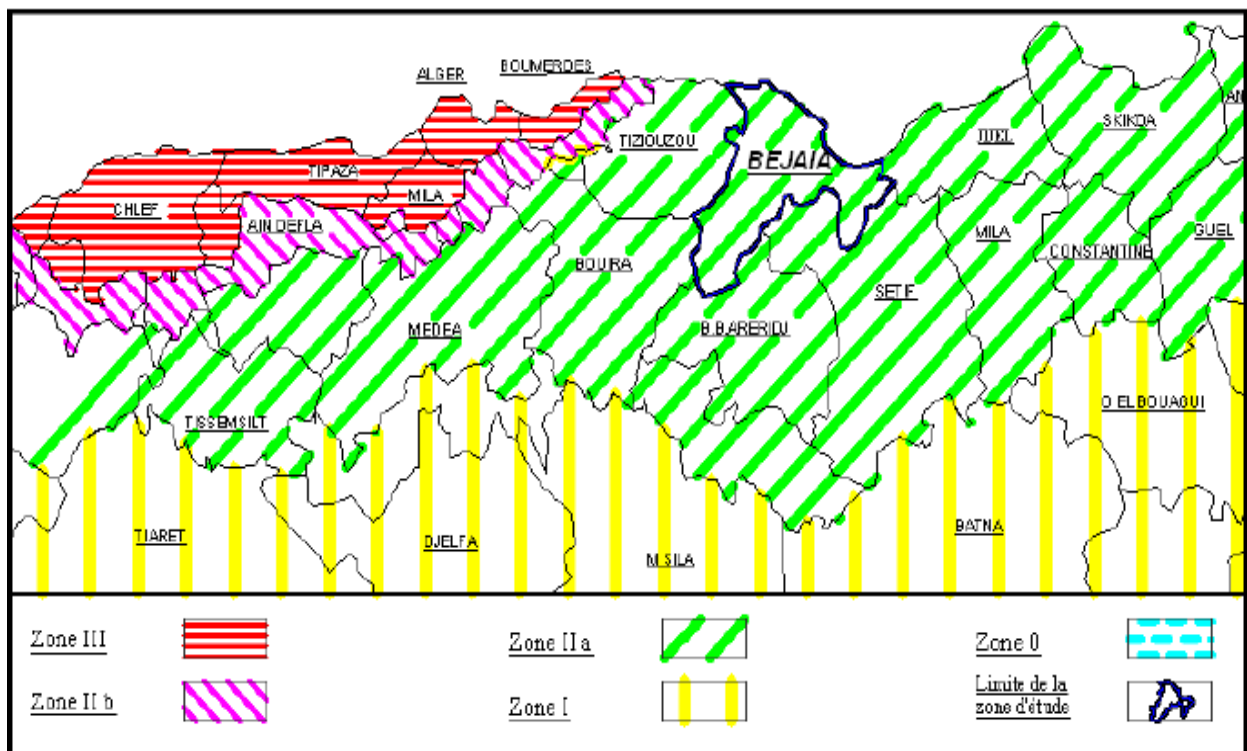
Des versants ravinés par les thalwegs créent un chevelu hydrographique dense. Les eaux des ravins sont collectées soit par les oueds, principalement l'oued Sghir, ou bien elles se déversent directement sur la plaine.

II.1.6. Climat et Pluviométrie

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 800 et 1100mm /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.

II.1.7. Sismicité de la Zone

La région de Bejaia est caractérisée par une moyenne sismicité, classée dans la Zone IIa selon le RPA 99/Add 2003(Figure II-15).



Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone III: Sismicité élevée.

Zone I : Sismicité faible.

Zone II_a et II_b : Sismicité moyenne

Figure II-15: Les zones de sismicité [RPA 99/2003].

II.2. Campagne de reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire, cette campagne comprend :

- deux (02) sondages carottés (SC01, SC02) ; exécutés jusqu'à 25m et 10m de profondeur respectivement.
- Quatre (04) essais au pénétromètre dynamique lourd, noté PDL1 à PDL4, qui ont permis de mesurer la résistance dynamique de pointe (q_d) des terrains traversés et exécutés selon la norme **NF94-115-B** au moyen d'un équipement pénétrométrique léger de caractéristiques techniques suivants :
 - Poids de mouton 63,5 kg
 - Hauteur de chute 0,60 m
 - Section de la pointe 16cm^2
- Relevé piézométrique de 21ml qui est implanté au sondage SC01 ;
- essai pressiométrique de 25 ml avec des mesures tous les 1m.
- Quinze (15) séries d'essais physico-mécaniques et analyses chimiques des échantillons de sols récupérés des sondages carottés.

L'implantation des points de forages et essais in situ réalisés au niveau de ce glissement est illustré sur la (**Figure II-16**). Et en plus un levé topographique (voir **annexe 1**).

Légende



Figure II-16 : Plan d'implantation des essais in situ et des sondages carottés

II.2.1. Résultats des sondages carottés

Les sondages carottés ont pour but de mettre en évidence les différentes formations lithologiques et déterminer leurs épaisseurs (**annexe 2**), ils 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 04.00 m : couche de remblais ;
- 04.00 à 19.50m : Argiles schisteuses marneuses, graveleuses et caillouteuses avec des passages de blocs rocheux calcaires ;
- 19.50 à 25.00m : schiste grises.

Sondage n°02 :

- 0.00 à 0.50 m : couche de remblais (dépôt);
- 0.50 à 02.00m : Argiles schisteuses marneuses, graveleuses et caillouteuses avec des passages de blocs rocheux calcaires ;
- 02.00 à 10.00m : schiste grises.

II.2.2. Résultats et interprétation de l'essai au pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à battre un train de tiges métalliques cylindriques, terminé par une pointe débordante, au moyen d'une masse appelée "Mouton" tombant d'une hauteur constante.

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 "Hollandais".

Les essais sont réalisés dans le cadre de la recherche d'un horizon d'assise en subsurface. Quatre essais au Pénétromètre Dynamique Lourd « PDL » ont été réalisés, poussés au maximum jusqu'à 09.00m de profondeur.

D'après le **DTU13.12**, la contrainte admissible d'une fondation est égale au rapport q_a sur un nombre variant de 15 à 21 on a : $q_a = R_p / F_s$ avec : $F_s = 21$.

Les résultats des quatre PDL sont résumés dans le tableau **(II-1)**

Tableau II-1 : Résultats des essais au pénétromètre dynamique

N° Essai	Profondeur (m)	R _p min (bars)	R _p max (bars)	R _p moy (bars)	Observation de refus
PDL1	00.00 – 01.20	38.00	73.00	55.5	Le refus à 06.20 m
	01.40-3.20	09.00	48.00	28.5	
	>03.20	42.00	471.00	256.5	
PDL2	00.00 – 01.00	31.00	94.00	62.5	Le refus à 03.40 m
	01.20-02.00	19.00	29.00	24	
	>02.20	27.00	831.00	429	
PDL3	00.00-01.00	104.00	249.00	176.5	Le refus à 05.00 m
	01.20-03.60	09.00	29.00	19	
	>03.80	25.00	779.00	402	
PDL4	00.00- 03.40	08.00	18.00	13	Le refus à 09.00 m
	03.60 – 05.80	25.00	95.00	60	
	>06.00	29.00	448.00	238.5	

L'analyse des pénétrographes (**annexe 3**) indique qu'on a enregistré dans la plupart des cas des résistances de pointes faibles à partir de 01.20m ($q_d < 2\text{MPa}$) dus à la présence d'une couche de remblais ce qui atteste que les sols en place sont de mauvaise portance.

Pour : les PDL1, PDL2, PDL3 on constate des résistances dynamiques très faibles ($R_p < 2 \text{ MPa}$), le PDL4 a noté de faibles résistances dynamiques jusqu'à 8 premier mètre ($R_p < 0.6\text{MPa}$). Ceci atteste que ce glissement peut atteindre les 8m à 10m de profondeur. Les refus ont été obtenus à des profondeurs de 6.20 m, 3.4 m, 5 m pour les PDL1, PDL2, PDL3 respectivement.

II .2.3.Relevé piézométrique

Dans le trou de forage où a été réalisé le sondage carotté SC01 et équipé d'un tube de PVC, un piézomètre a été introduit jusqu'à 21.00m profondeur. Le niveau de la nappe a été détecté à 8.80m par rapport au terrain naturel.

II.2.4. Résultats de l'essai préssiométrique

L'essai préssiométrique (SP) consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibrée. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée. Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

1. Le module préssiométrique (E_M) qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.

2. La pression limite (Pl) qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
3. La pression du fluage (Pf) qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Un essai préssiométrique a été réalisé dans le sondage destructif jusqu'à 25m de profondeur, suivant la norme **NFP 94-110**, aucune des mesures n'est réalisées entre 0 et 10m de profondeur pour cause d'éboulement des parois (tubage mis en place jusqu'à 10m de profondeur) ; Les résultats sont résumés dans le tableau **(II-2)**, **(L'annexe 4)**.

Tableau II-2 : Résultats de l'essai préssiométrique.

Profondeur (m)	Module préssiométrique E_M (bars)	Pression limite Pl (bars)	E_M/PL	P_F (bars)
11	137.04	9.86	13.898	05.90
12	214.51	15.16	14.149	10.85
13	1393.83	29.64	47.025	23.40
14.2	1907.15	50.02	38.127	50.02
15	2207.52	50.35	43.843	50.35
16	2215.23	50.13	44.189	50.13
17	2074.49	49.93	41.547	49.93
18	2794.48	49.99	55.900	49.99
19.7	942.91	49.98	18.865	49.98
21	1650.86	50.21	32.879	50.21
22	2299.49	50.20	45.806	50.20
23	2314.77	50.19	46.120	50.19
24	2246.15	49.77	45.130	49.77
25	3265.76	49.78	65.603	49.78

Les résultats de cet essai peuvent être résumés comme suit :

11 m \leq h \leq 13 m : pl et pf sont faible.

11 m \leq h \leq 12 m: E_M est faible.

A partir de 14.20 m, les valeurs des pressions (Pl et Pf) et du module E_M sont élevées et quasiment constantes en fonction de la profondeur. Cependant, on note une grande variation du module préssiométrique E_M entre 18 m et 21 m. Les caractéristiques préssiométrique sont bonnes à partir de 14.20 m de profondeur ce qui montre qu'au-delà il n'y a pas de déformation car le sol est très résistant (dur). On est bien dans du substratum.

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

E/PL supérieur à 14, ce qui atteste que les sols en place sont : sur consolidé d'après le tableau **(II-3)**.

Tableau II-3 : Valeurs du rapport (E/PL)[1].

Nature	argile	limon	Sable	Sable et gravier
Surconsolidé	> 15	> 14	> 12	> 10
Normalement consolidé	8-15	8-14	7-12	6-10
Sous-consolidé	5-8	5-8	4-7	3-6
Altéré ou remanié	< 5	< 5	< 4	< 3

II.2.5. Résultats des essais de laboratoire

A partir des sondages carottés, des échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs, et utilisés pour déterminer leurs caractéristiques physico-mécaniques et chimiques.

Il y a lieu de rappeler qu’un programme d’essais au laboratoire a été établi par le LMTPB (Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments) sur les différents prélèvements obtenus, les essais effectués sont les suivants :

- Essais d’identification (physiques) :
 - Mesure de la masse volumique sèche (γ_d).
 - Mesure de la masse volumique humide (γ_h).
 - Mesure de la teneur en eau naturel (w_n).
 - Analyses granulométriques.
 - Mesure des limites d’Atterberg (w_p, w_l, I_p).
- Essais mécaniques :
 - Cisaillement rectiligne (c_{uu}, φ_{uu}).
 - Essai Oedométrique (c_c, c_g).
- Analyses chimiques
 - teneur en sulfates
 - teneur en chlores
 - Le PH de sol

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau(II-4).

II.2.5.2. Rappels d'essais d'identification

II.2.5.2.1 L'analyse granulométrique

Elle consiste 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(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 des tamis. En fonction des dimensions nominales d'ouverture des tamis. Elle permet de déterminer deux coefficients de forme qui sont notamment utilisées pour classer les sols grenus(Annexe5).

-Le coefficient d'uniformité est : $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ [2]

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

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

-Le coefficient de courbure :

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

Un sol est bien gradué si Cc est compris entre 1 et 3

D_{60} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 60% du poids des grains, de même pour D_{10} et D_{30} . [2]

II.2.5.2.2. 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.2.5.2.3. Poids volumique

-Poids volumique du sol humide(ou apparente) (γ_h) : C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel.

$$\gamma = W_t / V_T$$

-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 matériau.

$$\gamma_d = W_s / V_t$$

II.2.5.2.4. Limites 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 I_L : il est donné par la formule suivante :

$$I_L = (w - w_p) / I_p \quad [12]$$

-Indice de consistance I_c : Ils'agit d'un indicateur dérivé :

$$I_c = (w_L - w) / I_p$$

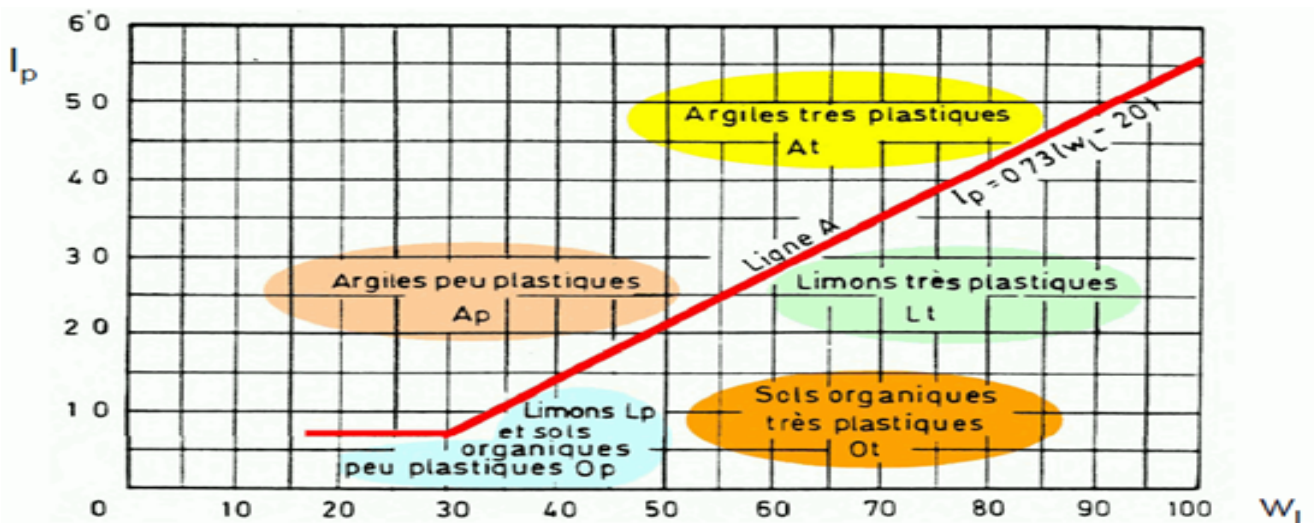


Figure II-17: Classification des sols fins Diagramme de plasticité [2].

II.2.5.3. Essais mécaniques**II.2.5.3.1. 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. Les trois essais les plus utilisés sont :

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande ;
- L'essai de compression triaxial ;
- L'essai de compression simple.

Les résultats obtenus au laboratoire par l'essai rectiligne à la boîte de casagrande sont donnés dans le tableau (II-5).

Tableau II-5 : Résultats des essais de cisaillement.

	Profondeur	Cisaillement à la boîte	
		C_{uu} (bars)	Φ_{uu}°
Sc01	7.70-8.50	0.40	1.43
	13.60-14.40	0.14	3.60
	17.0-17.5	0.24	14
	18.0-18.80	0.34	17.72

✓ Interprétation

CU < 20 bars: le sol est très mous ;[13]

CU de 20 à 40 bars : le sol est mous.

II.5.3.2. Essai œdométrique

L'essai de compressibilité à l'œdomètre 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 la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations 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 verticale appliquée), 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 , l'indice de gonflement C_g et la contrainte de préconsolidations σ_c .

Tableau II-6 : Classification du sol selon C_c [2].

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	$0.50 < C_c$

Le tableau suivant représente la classification des sols selon leurs coefficients de gonflements.

Tableau II-7: classification du sol selon C_g [14].

Coefficient de gonflement	susceptibilité
$C_g < 0.025$	Faible
$0.025 < C_g < 0.035$	Moyenne
$0.035 < C_g < 0.055$	Forte
$C_g > 0.055$	Très forte

Résultats et interprétation d'essais œdométrique :

Tableau II-8: Résultats d'essais œdométrique.

profondeur		Essais œdométrique		
		C_c	C_g	σ_c (bars)
SC01	7.70-8.50	4.61	1.03	3.90
	13.60-14.40	4.61	1.55	2.86
	17.0-17.5	/	/	/
	18.0-18.80	0.99	0.08	2.47

D'après les tableaux (Tableau II.6, Tableau II.7) et les résultats d'essais oedométriques (Tableau II.8), on peut dire que le sol est extrêmement compressible et le gonflement est très fort car on a :

$$C_c > 0.5 \quad \text{et} \quad C_g > 0.055.$$

➤ Interprétation des résultats d'essais de laboratoire

La coupe lithologique des sondages carottés réalisés, nous a permis de distinguer des :

-Argiles schisteuse légèrement marneuse graveleuses et caillouteuses avec des passages de blocs rocheux calcaires.

-Schistes grises.

Les tableaux suivants résument l'interprétation des résultats des essais de laboratoire. (Tableau II-9)

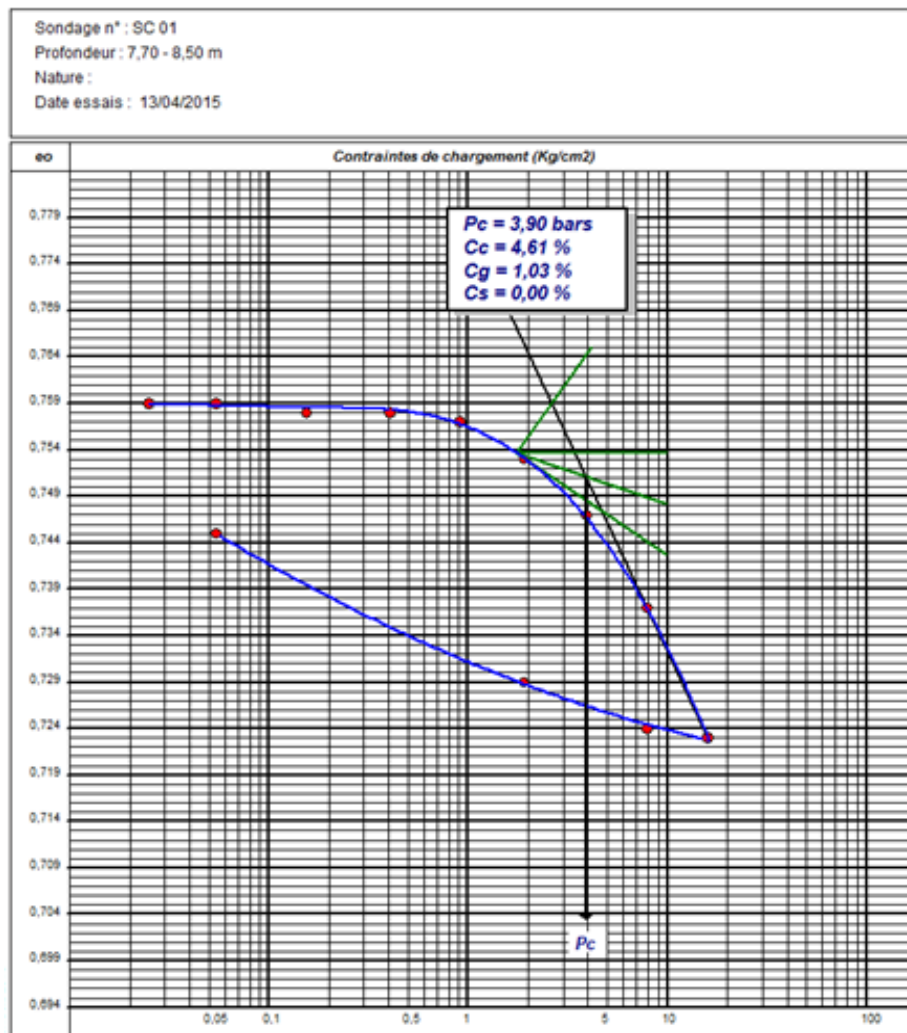


Figure II-18 : Exemple de la Courbe oedométrique.

II.3. Analyse chimique:

Les échantillons de sol récupérés sont soumis à des analyses chimiques au laboratoire dans une optique de déterminer le degré d'agressivité du sol et d'éventuelles dispositions à mettre en œuvre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau (II.10).

Tableau II-10: Analyse chimique.

Sondage n°	Sc01					
Profondeur (m)	05.00-05.80	07.70-08.50	10.00-11.00	12.00-13.00	19.50-21.00	19.50-21.00
Sulfates Mg/Kg	Trace	13225.1223	17892.7838	Trace	Néant	Néant
% CaCO ₃	26.3580	15.1127	36.0168	49.4347	07.5810	07.5810

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

Tableau II-11: Agressivité 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)
>12000 et ≤ 24000	XA3 Environnement à forte agressivité chimique	Ciments conformes à la norme NA 443 (ES)

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

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

L'analyse de ces résultats montre que le sol présente une agressivité forte due aux sulfates de classes XA3 ; elle provoque la désagrégation du béton. Il est vivement recommandé de prévoir un ciment conforme à la norme NA 443 pour XA3.

Tableau II-12: Classification des sols par analyse chimique.

Teneur en carbonate (%)	Classification	
<10	Non calcaire	Argiles, ...
10-30	Peu calcaire	Faiblement marneux
30-70	Moyennement calcaire	Marneux

II.4. Programme de reconnaissance géophysique (sismique réfraction)

La méthode consiste à provoquer, un choc à la surface du sol, l'onde de déformation ainsi induite se propage dans le milieu est, 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 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).

L'objectif de ces essais est 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.

➤ **Équipement mis en œuvre**

Il a été mis en œuvre un équipement à haute résolution composé par :

- 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.



Figure II-19 : Equipement de mise en œuvre de l'essai sismique réfraction.

II.4.2. Essais sismique réfraction

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

Les dispositifs sismiques, codifiés PS-01 et PS-02, ont une longueur de 39.0 mètres, et un pas régulier de 3.0 mètres entre les 12 géophones, avec plusieurs points de tirs par profil, à savoir :

- Un tir normal du premier géophone(TN).
- Un tir au centre (TCR, TCN) entre les géophones (G6 et G7).
- Un tir reverse du dernier géophone(TR).

II.4.3. Interprétation des résultats sismiques

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 (annexe6),

II.3.3.1. Profilsismique PS-01

L'analyse des dromochroniques du PS-1 révèle :

- ✓ Le recouvrement superficiel, représente les remblais, apparait avec des vitesses lentes : $270 \text{ m/s} < V_p < 350 \text{ m/s}$, et une épaisseur variant entre 1.84 à 3.25 m ;

- ✓ Le terrain intermédiaire, présente des vitesses d'ondes sismiques de compression de l'ordre de 650 m/s -880 m/s, sur une l'épaisseur de l'ordre de 4,30 m-5,40 m, attribué aux argiles schisteuses très altérées (couche de fragilité) ;
- ✓ En profondeur, les vitesses sismique deviennent relativement rapides de l'ordre de 1530 m/s -1570 m/s .Ce faciès correspond aux argiles marneuses schisteuses, recoupées entre 4,80 et 8.10 mètres.

Le tableau récapitulatif suivant représente les résultats sismiques d'après les ondes de cisaillement Vp du profil sismique Ps-01

Tableau II-13: Résultats du profil sismique Ps-01.

Numéro base	Tir	VP1 (m /s)	VP2 (m/s)	VP3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-01	TN 3.0m	350	830	1530	3.25	4.30-5.40
	TC N	270	650	/	2.79-3.01	/
	TC R	280	880	/	1.84-1.94	/
	TR 3.0m	280	/	1570	/	4.50-5.10

II.3.3.2. Profilsismique PS-02

Le profil PS-02 montre:

- ✓ Une couche de couverture dont l'épaisseur varie entre 0.73 et 2.10 mètres, caractérisée par de faibles vitesses $V_p = 170 - 190$ m/s ;
- ✓ Le second terrain mis en évidence, dans lequel les vitesses des ondes de compression oscillent autour de 380 – 550 m/s. Avec une épaisseur variant entre 2.15 à 4.50 mètres, correspond à la **couche de fragilité**.
- ✓ En profondeur, la couche des argiles marneuses schisteuses apparait avec des vitesses V_p variant entre 1360 m/s et 1630 m/s, son interface a été localisé une profondeur variant entre 4.50 à 5.20 mètres environ.

Le tableau récapitulatif suivant présente les résultats sismiques d'après les ondes de cisaillement Vp du profil sismique Ps-02.

Tableau II-14:Résultats du profil sismiques Ps-02.

Numéro base	Tir	VP1 (m /s)	VP2 (m/s)	VP3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
Profil PS-02	TN 3.0m	180	470	1630	0.73-0.77	4.30-4.50
	TC N	170	/	1450	2.08-2.10	/
	TC R	170	380	1360	0.75-0.86	2.15-2.61
	TR 3.0m	190	550	1440	0.91-1.0	3.18-3.78

II.3.4. Rippabilité des sols par les tables de CATERPILLAR

La rippabilité est l’aptitude d’une roche à se fragmenter aux moyens d’engins mécaniques. La sismique réfraction, technique reposant sur la détermination des paramètres physiques, permet une évaluation de la rippabilité des terrains (en fonction des vitesses sismiques).

Le tableau récapitulatif suivant représente la rippabilité des sols par bulldozer de type **CATERPILLAR D8CAT (300 CV)** pour les profils sismique Ps-01 et Ps-02 :

Tableau II-15: Rippabilité des sols (PS01, PS02).

Profil sismique PS-01			
Nature	Vitesse (m/s)	Epaisseur (m)	Classification par les tables de Caterpillar
Recouvrement superficiel (remblais)	270-350	1.84-3.25	Meuble
Argiles marneuses schisteuses très altérées	650-880	4.30-5.40	Meuble
Terrain profond d’argiles marneuses schisteuses	1530-1570	/	Rippable
Profil sismique PS-02			
Nature	Vitesse (m/s)	Epaisseur (m)	Classification par les tables de Caterpillar
Recouvrement superficiel (remblais)	170-190	0.73-2.10	Meuble
Argiles marneuses schisteuses très altérées	360-550	2.15-4.50	Meuble
Terrain profond d’argiles marneuses schisteuses	1360-1630	/	Rippable

➤ Les résultats de la sismique réfraction ont permis de conclure que :

- 1- Le recouvrement des remblais a été mis en évidence entre 0.73 et 3.25 mètres ;
- 2- La couche altérée le long des deux profils présente une épaisseur variable entre 2.20 et 5.40 mètres;
- 3- Les terrains profonds, recoupés entre les profondeurs 4.50 et 8.0 mètres, présentent des valeurs de vitesse correspondant aux faciès des argiles marneuses schisteuses.
- 4- D’après la classification de la rippabilité des sols par les tables de CATERPILLAR, les faciès des argiles marneuses schisteuses profonds recoupés dont les vitesses sismiques varient entre 1360 et 1630 m/s, sont classées rippables pour un bulldozer de puissance égale ou supérieure à 300 / 320 CV. Leur terrassement nécessite uniquement des moyens de fracturation mécanique de type brise roche hydraulique, ces terrains sont faciles à la fracturation suivant leurs plans de schistosité.

Chapitre III

Calcul de stabilité

III.1. Introduction

L'analyse de la stabilité, a pour but de déterminer la surface de rupture la plus défavorable du glissement pour les différentes sections du tronçon étudié.

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité basées sur les caractéristiques géotechnique des différentes 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 trois cercles supposés, et on calcule le coefficient de sécurité en appliquant la méthode des tranches de Fellenius, puis nous allons faire une analyse à l'aide du logiciel de calcul "Talren" en utilisant deux méthodes : Fellenius et Bishop. Les coefficients de sécurité obtenus avec ces méthodes seront comparés et interprétés.

III.2. 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 en certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Réalisons le découpage de façon que l'intersection du cercle de rupture avec la limite d'une couche corresponde à une limite entre deux tranches (**Figure III-1**).

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

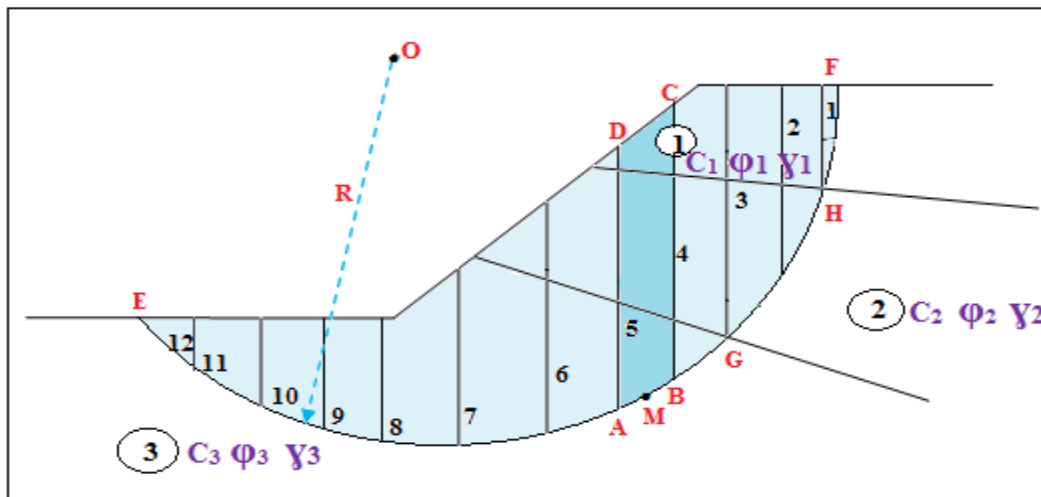


Figure III-1: Découpage en tranches d'un talus [2].

Le calcul de l'équilibre d'une tranche i (**Figure III-2**), dans le cas de l'hypothèse de Fellenius qui considère que les forces horizontales et verticales inter tranches s'équilibrent, se traduit par l'équilibre des moments par rapport au centre O . Pour l'ensemble des tranches l'équation est donné par :

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

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

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

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.

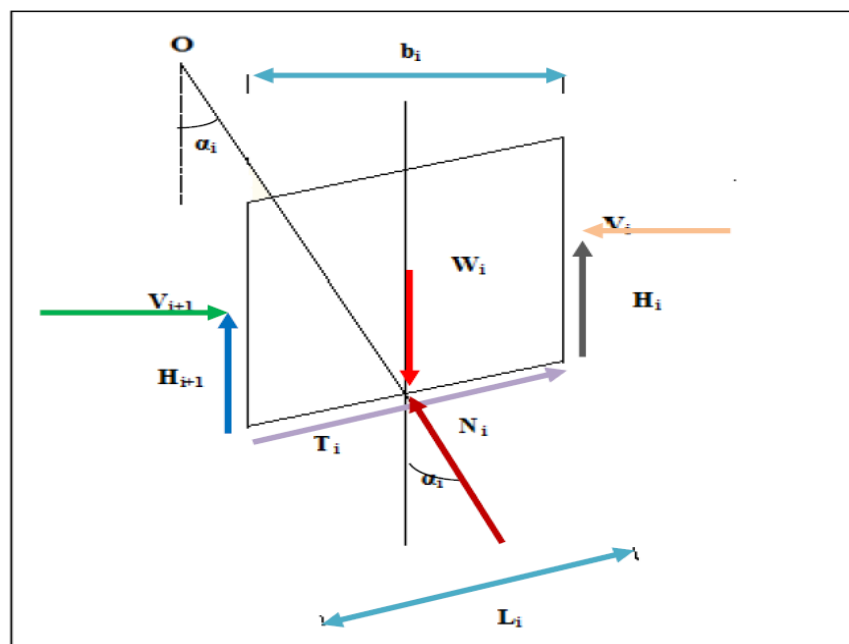


Figure III-2: Le diagramme des forces agissant sur la tranche i [1].

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

On considère trois cercles de glissement de centre différents et de même rayon, et on calcule leurs coefficients de sécurité à court terme (contrainte totale).

- **Le premier cas : (Figure III-3)**

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

- La cohésion $C = 24 \text{ KPa}$.

- L'angle de frottement interne $\varphi = 14.00^\circ$.
- $\gamma_h = 22 \text{ kN/m}^3$.

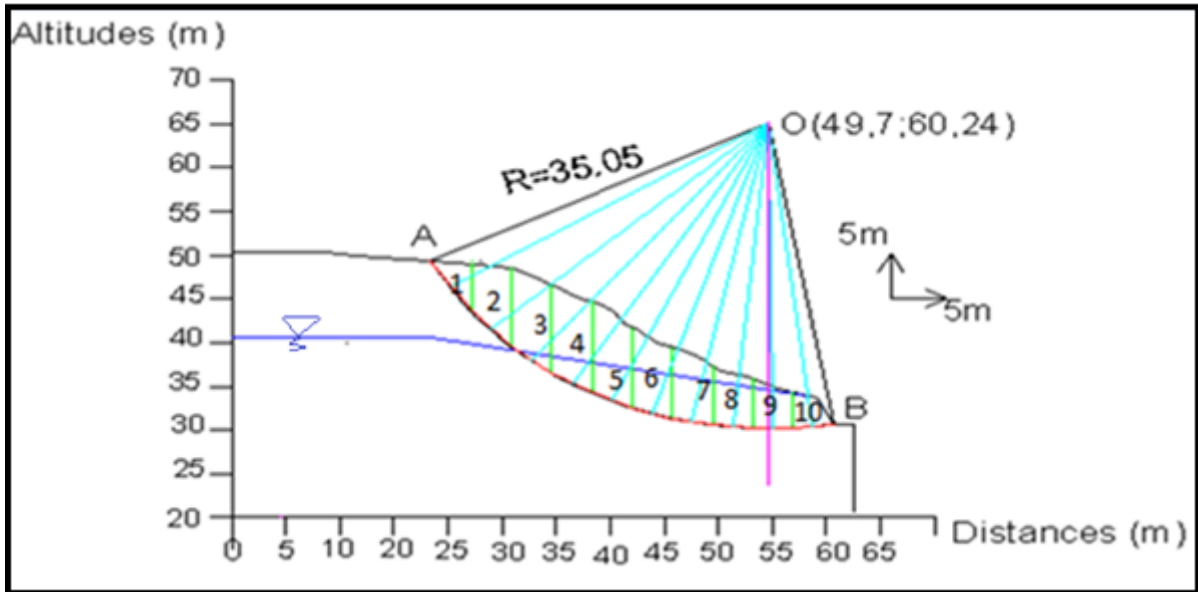


Figure III-3 : Cercle de glissement n°1

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :(Tableau III.1)

Tableau III.1 : Résultat du cercle n°1.

Tranche N°	bi (m)	Li (m)	Si (m ²)	Wi (kn)	αi°	Wi*sin(αi) (kn)	Wi*cos(αi) (kn)	ci*li	Hw (m)
1	3,72	6,83	10,7568	236,6496	57	198,4710544	128,8886098	163,9250848	0
2	3,72	5,45	27,0509	595,1198	47	435,2430686	405,8707276	130,9094057	0
3	3,72	4,79	35,919	790,218	39	497,3003008	614,1147274	114,881894	0,69
4	3,72	4,34	37,6838	829,0436	31	426,9890198	710,6290648	104,1570297	2,45
5	3,72	4,10	37,0066	814,1452	25	344,0726292	737,8661345	98,5095806	3,69
6	3,72	3,91	31,6137	695,5014	18	214,9217522	661,4611386	93,87454738	4,48
7	3,72	3,80	28,2137	620,7014	12	129,0510776	607,1375852	91,27456831	4,85
8	3,72	3,73	23,2318	511,0996	5	44,54526526	509,1547117	89,6210351	4,81
9	3,72	3,72	18,0654	397,4388	-1	-6,936263472	397,3782681	89,29359985	4,37
10	3,72	3,75	10,4354	229,5788	-7	-27,97861762	227,8675544	89,95047722	0
						2255,679287	5000,368522	1066,397223	

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=10} [C_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i) \tan \varphi]}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \alpha_i)} = 1.025468972$$

• Le deuxième cas : (Figure III.4)

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

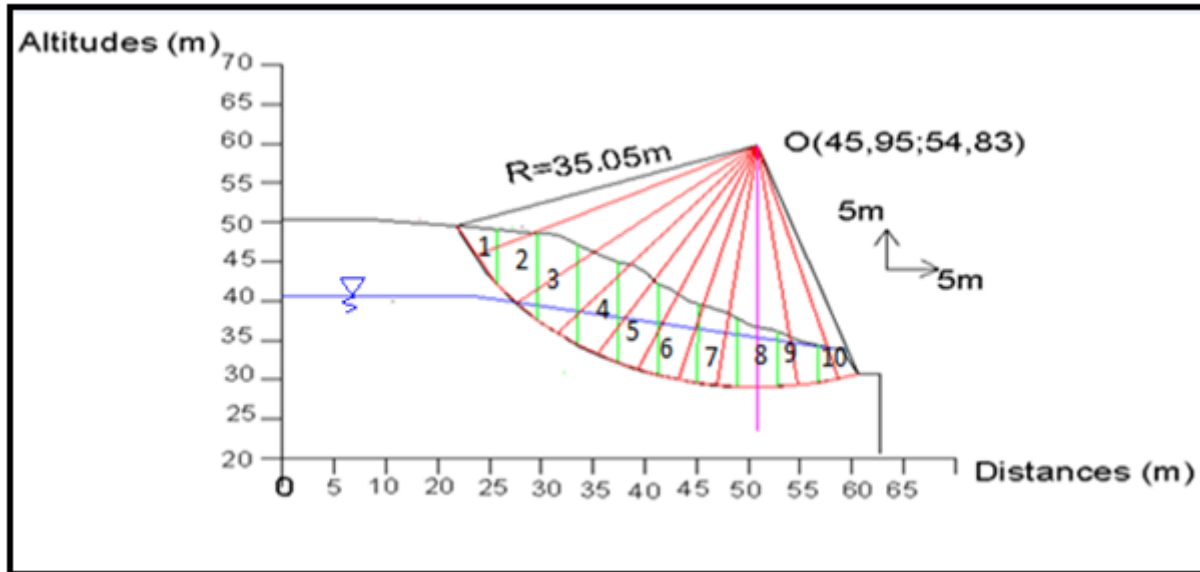


Figure III-4: Cercle de glissement n°2

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant (Tableau III.2)

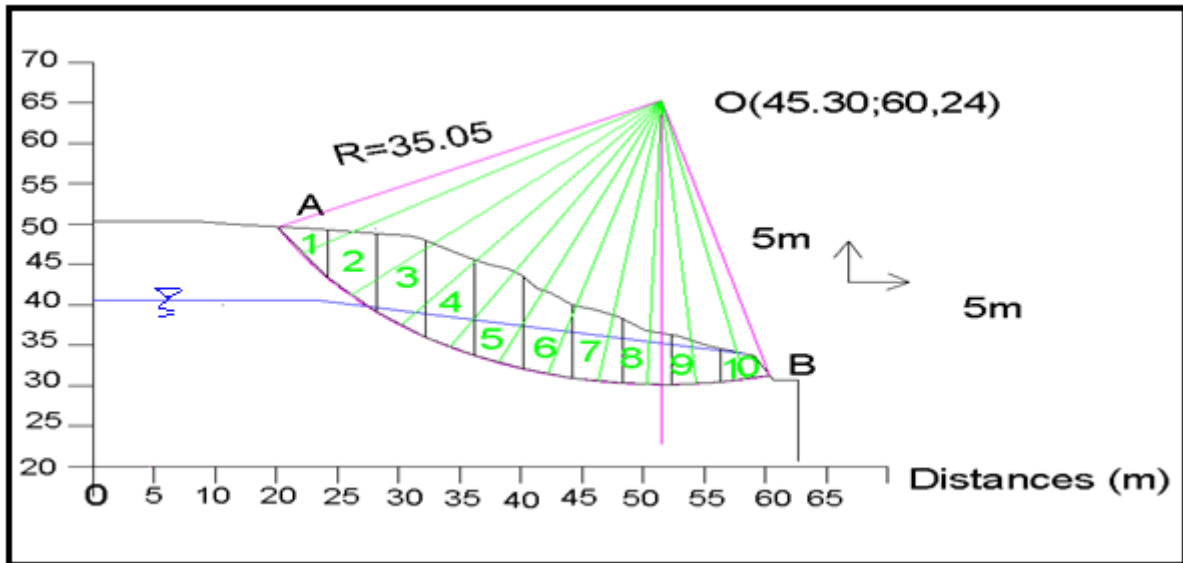
Tableau III.2: Résultat du cercle n°2.

Tranche N°	bi (m)	Li (m)	Si (m ²)	wi (kn)	ai°	Wi*sin(ai)	Wi*cos(ai)	ci*li	Hwi (m)
1	3,87	8,52	15,463	340,1926	63	303,1138261	749,3385879	204,586	0
2	3,87	5,90	35,717	785,7696	49	593,027845	1197,711738	141,573	0,01
3	3,87	4,98	47,493	1044,8526	39	657,5470468	1344,474078	119,514	2,68
4	3,87	4,47	49,718	1093,796	30	546,898	1263,00683	107,249	4,55
5	3,87	4,17	49,084	1079,8546	22	404,5206531	1164,660703	100,174	6,64
6	3,87	4,01	42,065	925,419	15	239,5160619	958,0642476	96,1565	6,45
7	3,87	3,87	36,895	811,6812	0	0	811,6812	92,88	6,62
8	3,87	3,90	29,669	652,7114	7	79,54550975	657,6131487	93,5775	6,27
9	3,87	3,90	22,687	499,114	-7	-60,82669546	502,862259	93,5775	5,4
10	3,94	4,08	12,593	277,0394	-15	-71,70307296	286,8122919	97,8957	3,93
						2691,639174	8936,225085	1147,18	

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{10} [C_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i) \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \alpha_i)} = 1,253976086$$

• Troisième cas : (Figure III-5)

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



FigureIII-5: Cercle de glissement n°3

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :(Tableau III.3)

Tableau III.3: Résultat du cercle n°3.

Tranche N°	Bi (m)	Li (m)	Si (m ²)	Wi (kn)	ai°	Wi*sin(ai)	Wi*cos(ai)	ci*li	Hwi (m)
1	4,02	7,38	12,8619	282,962	57	237,3117335	154,112042	177,1448497	0
2	4,02	5,89	31,7874	699,323	47	511,4523184	476,937003	141,4666158	0
3	4,02	5,1	44,3758	976,268	38	601,0503509	769,309367	122,4348774	1,51
4	4,02	4,64	48,0223	1056,49	30	528,2453	914,947698	111,4055079	3,3
5	4,02	4,34	47,4073	1042,96	22	390,6999174	967,016229	104,057032	4,54
6	4,02	4,16	40,5898	892,976	15	231,11910921	862,548194	99,88344589	5,25
7	4,02	4,07	34,6087	761,391	9	119,1078563	752,017408	97,68263534	5,47
8	4,02	4,02	27,541	605,902	2	21,14567485	605,532909	96,53880883	5,22
9	4,02	4,04	20,3655	448,041	-5	-39,0493461	446,336069	96,84853793	4,49
10	4,01	4,09	11,1543	245,395	-11	-46,8234971	240,88601	98,04129472	3,25
						2454,2594	6189,64291	1145,503606	

$$Fs = \frac{\sum_{i=1}^{n=10} [Ci . Li + (Wi . \cos\alpha_i) \tan\phi]}{\sum_{i=1}^n (Wisin\alpha_i)} = 1.095546343$$

III.4.Détermination du coefficient de sécurité avec TALREN :

L'étude de stabilité a été menée à l'aide du logiciel Talren (version 4). Ce logiciel consiste à tester plusieurs surfaces (circulaires, ou quelconques) de ruptures probables, chaque surface est représentée par une valeur du coefficient de sécurité F . Le but de l'étude de stabilité c'est la recherche de la surface de rupture correspondant au facteur de sécurité minimal.

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (F_s) est calculé par les méthodes de Bishop et Fellenius, et en rupture non circulaire par la méthode des perturbations, Et la méthode du calcul à la rupture avec ou sans renforcements.

III.5.Présentation du logiciel Talren (Version 4)

L'interface de TALREN 4 est représenté sur (**Figure III-6**), elle comporte :

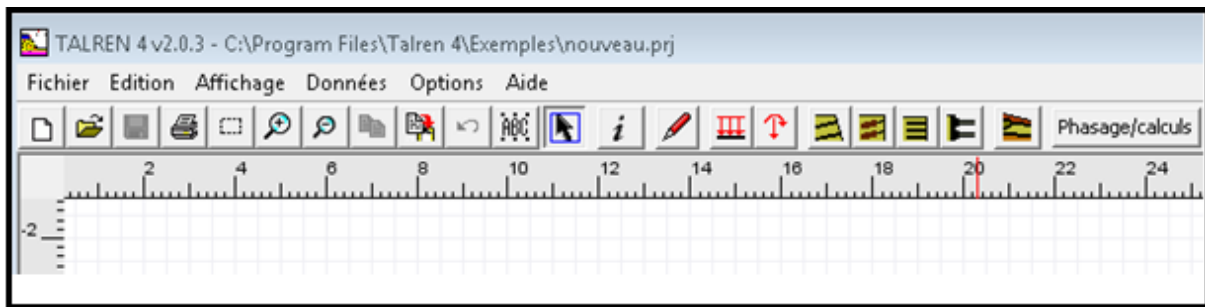


Figure III-6 : L'interface de logiciel TALREN 4

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

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

Affichage : définit les paramètres de la grille, zoom,...ect.

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

➤ Le mode 'Phasage/Calculs'

Définition de toutes les phases de construction et des situations de calcul, lancement des calculs, visualisation des résultats.

Méthodes de calcul de la stabilité des pentes : TALREN 4 dispose de quatre méthodes de calcul :

- ✓ **Méthode des tranches (Fellenius et Bishop) :** Elles s'appliquent à des surfaces de rupture circulaires.

- ✓ **Méthode des perturbations:** Elle s'applique à des surfaces de rupture non circulaires de forme quelconque. Cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- ✓ **Méthode de calcul à la rupture :** Cette méthode représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par J. Salençon.

III.6. Application au glissement étudié

Pour appliquer ce logiciel sur le cas étudié, il est nécessaire de définir l'ensemble des données utiles à la description du projet suivant :

❖ Etape n°1 : Description générale du projet

Cette étape consiste à définir le titre, le système d'unités (poids volumique de l'eau associé au système d'unités choisi, modifiable par l'utilisateur dans le cas échéant), méthode de calcul, et système de pondérations partielles à utiliser par défaut pour le projet, etc.

Une fois 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 (**Figure III-7**) :

- Numéro d'affaire, Titre du calcul, Lieu et commentaires (facultatifs).
- Xmin, Xmax et Ymax : limites en X pour la définition du modèle, et côte 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.

The screenshot shows a dialog box titled "Description générale du projet" with the following fields and options:

- Numéro d'affaire: talus
- Titre du calcul: stabilité de glissement bouyablatene
- Lieu: sidi ahmed béjaia
- Commentaires: Etude de Stabilité de pente
- Xmin: 0.00 m
- Xmax: 60.00 m
- Ymax: 60.00 m
- Système d'unités: kN,kPa,kN/m3
- V_w : 10 kN/m3
- Méthode de calcul par défaut pour le projet: Bishop
- Pondérations par défaut: Traditionnel/Sit. définitive
- Buttons: OK, Annuler, Aide
- Assistant: Assistant Jeu de coefficients

Figure II-7: Description générale du projet.

❖ Etape n°2 : Définition de la géométrie

Cette étape consiste à définir l'enveloppe du talus, le toit des couches de sol, et lignes géométriques nécessaires en cours de phasage (niveaux de terrassements, remblaiements, délimitation des zones de sol, etc.).

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 : voir la figure suivante (**Figure III-8**)

- 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).

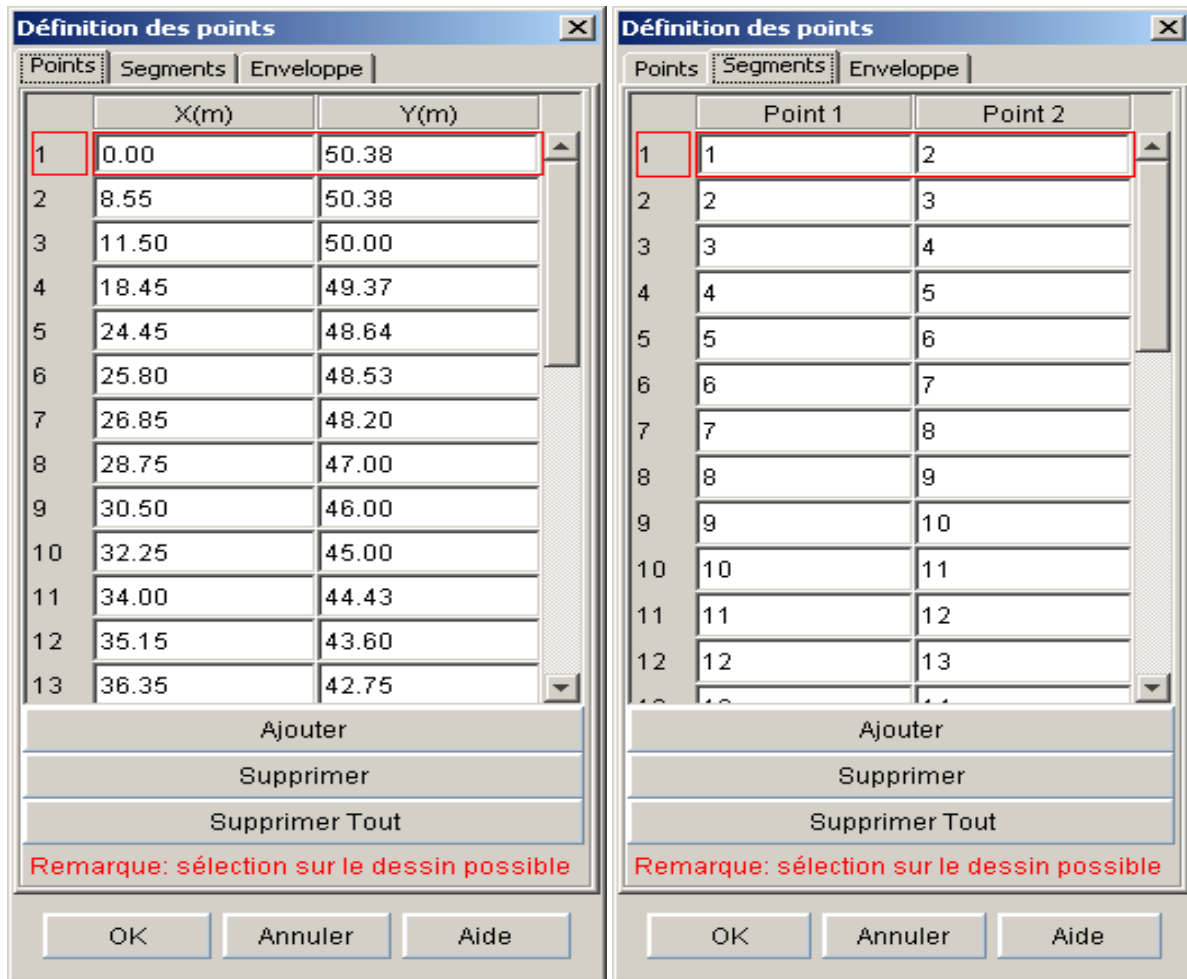


Figure III-8: Définition de la géométrie.

❖ Etape n°3 : Caractéristiques des sols

Dans cette étape il s'agit de définir tous les jeux de caractéristiques géotechniques qui seront utilisés dans le phasage de calcul.

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 :

Le poids volumique γ et case à cocher action favorable, l'angle de frottement ϕ , et la cohésion C (Figure III-9).

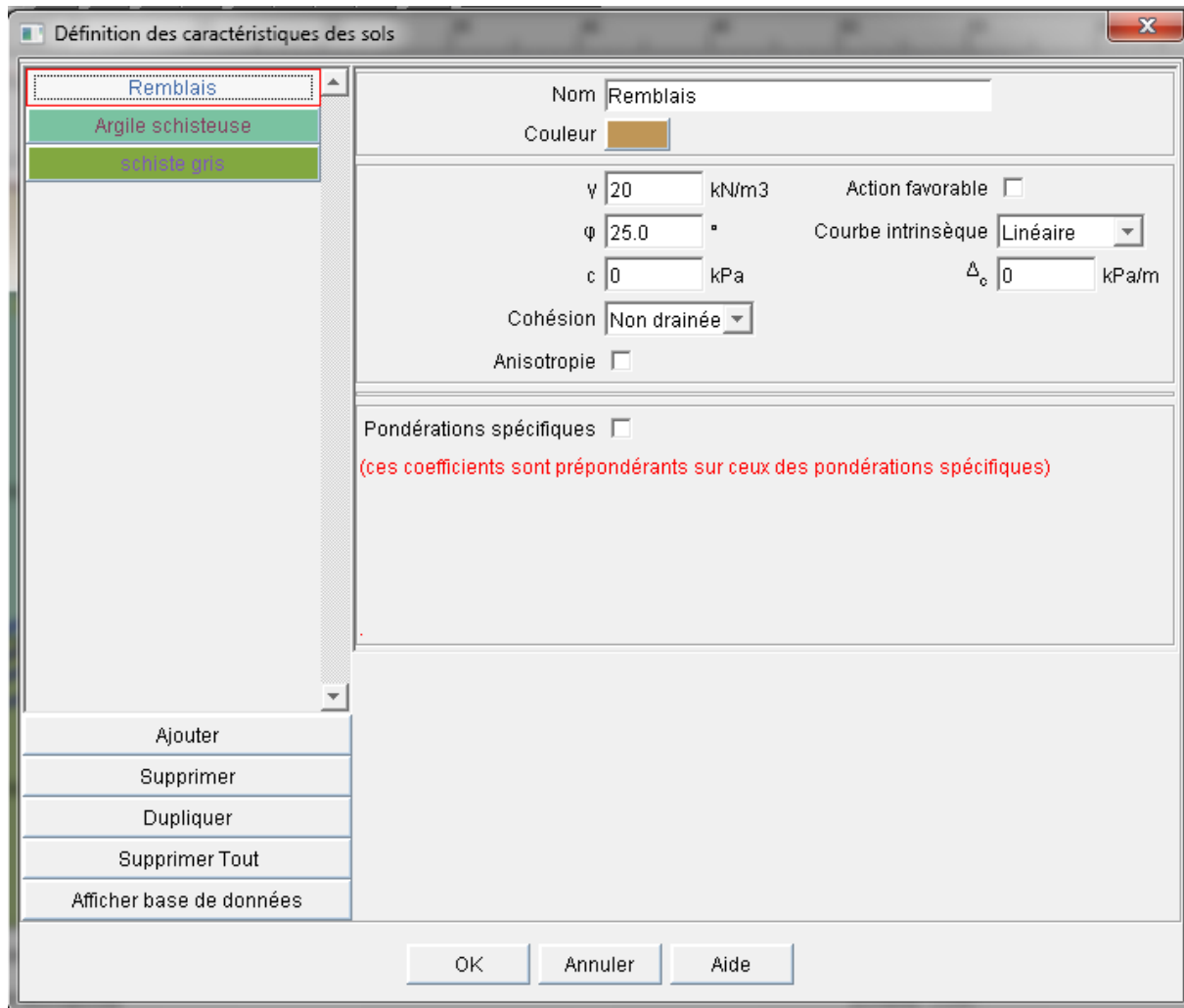


Figure III-9: Définition des caractéristiques des sols.

Les paramètres géotechniques introduits dans Talren pour la modélisation du profil sont résumées dans le tableau ci-dessous (Tableau III.4).

Tableau III.4:Caractéristiques des différentes formations.

Couches	couleur	$\gamma kN/m^3$	$ckpa$	ϕ (°)
Remblais	[orange square]	20	0	25
Argile schisteuse	[teal square]	19,8	24	14
Schiste grise	[green square]	21	40	25
Matériau drainant	[dark green square]	22	0	35
Calcaire	[yellow square]	25	1000	35
Gabion	[purple square]	25	0	35

❖ Etape n°4 :

Dans cette étape on définit l'ensemble des surcharges qui seront activées au cours du projet.


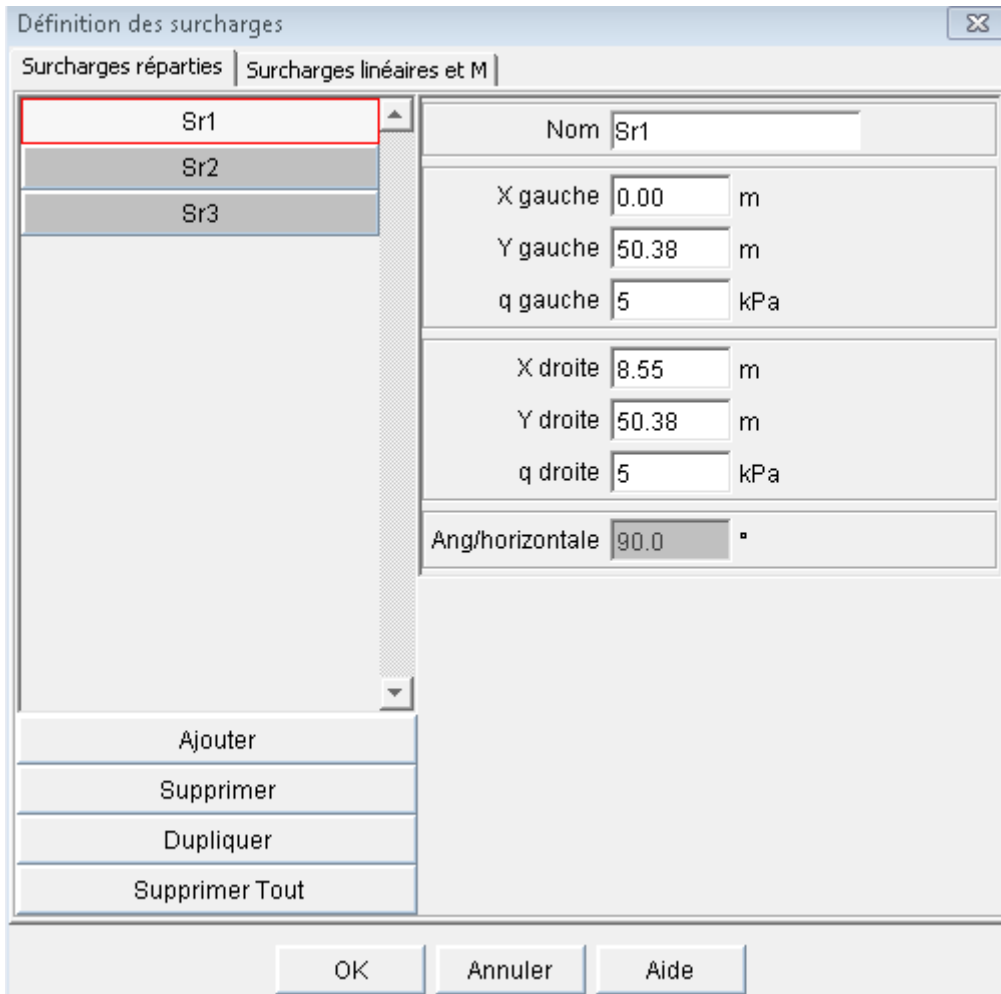
Il suffit de cliquer sur le bouton  de la barre de boutons, puis de cliquer avec le bouton gauche de la souris sur deux points successifs du dessin (à l'emplacement où l'on souhaite appliquer cette surcharge), ou de taper les coordonnées des 2 points au clavier (via la zone de saisie qui apparaît dans la barre d'état. La surcharge est alors créée entre les deux points (**Figure III-10**). On résume les valeurs des surcharges dans le tableau ci-après :

Tableau III.5 : Valeurs des surcharges

<i>La surcharge</i>	
Maisons	Route
5 kPa	10 kPa



Définition des surcharges

Surcharges réparties | Surcharges linéaires et M

Sr1	Nom	Sr1
Sr2	X gauche	0.00 m
Sr3	Y gauche	50.38 m
	q gauche	5 kPa
	X droite	8.55 m
	Y droite	50.38 m
	q droite	5 kPa
	Ang/horizontale	90.0 °


Ajouter
Supprimer
Dupliquer
Supprimer Tout

OK Annuler Aide

Figure III-10: boîte de dialogue Surcharges : onglet 1 (surcharges réparties).

❖ Etape n°5 : 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, il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique" (**Figure III-11**), puis de cliquer sur le bouton "Définir le toit de la nappe. Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre alors (**Figure III-12**), et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

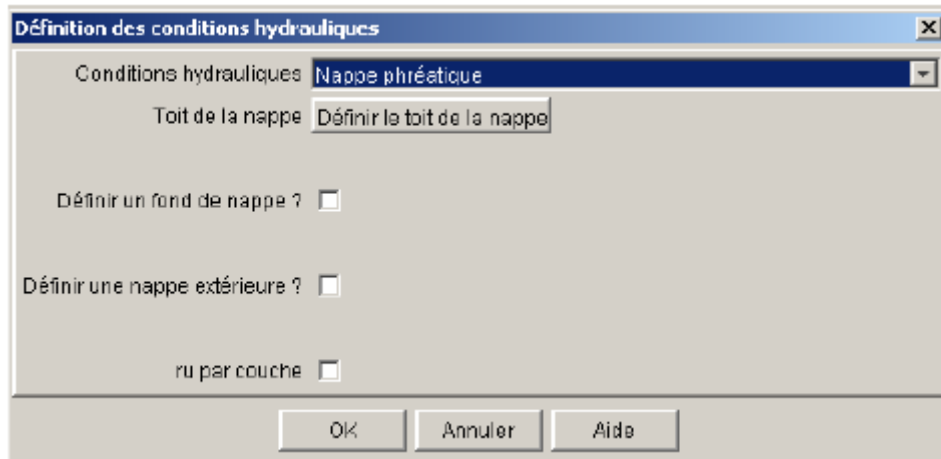


Figure III-11 : Définition d'une nappe phréatique

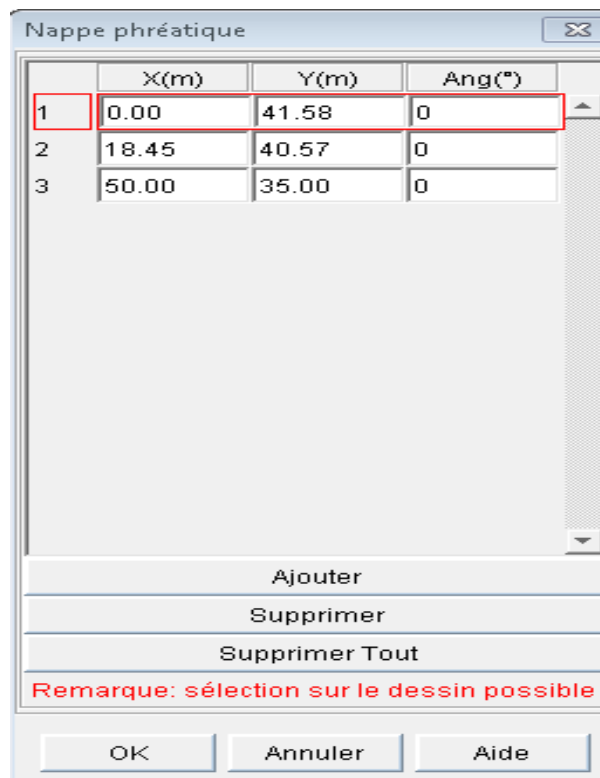

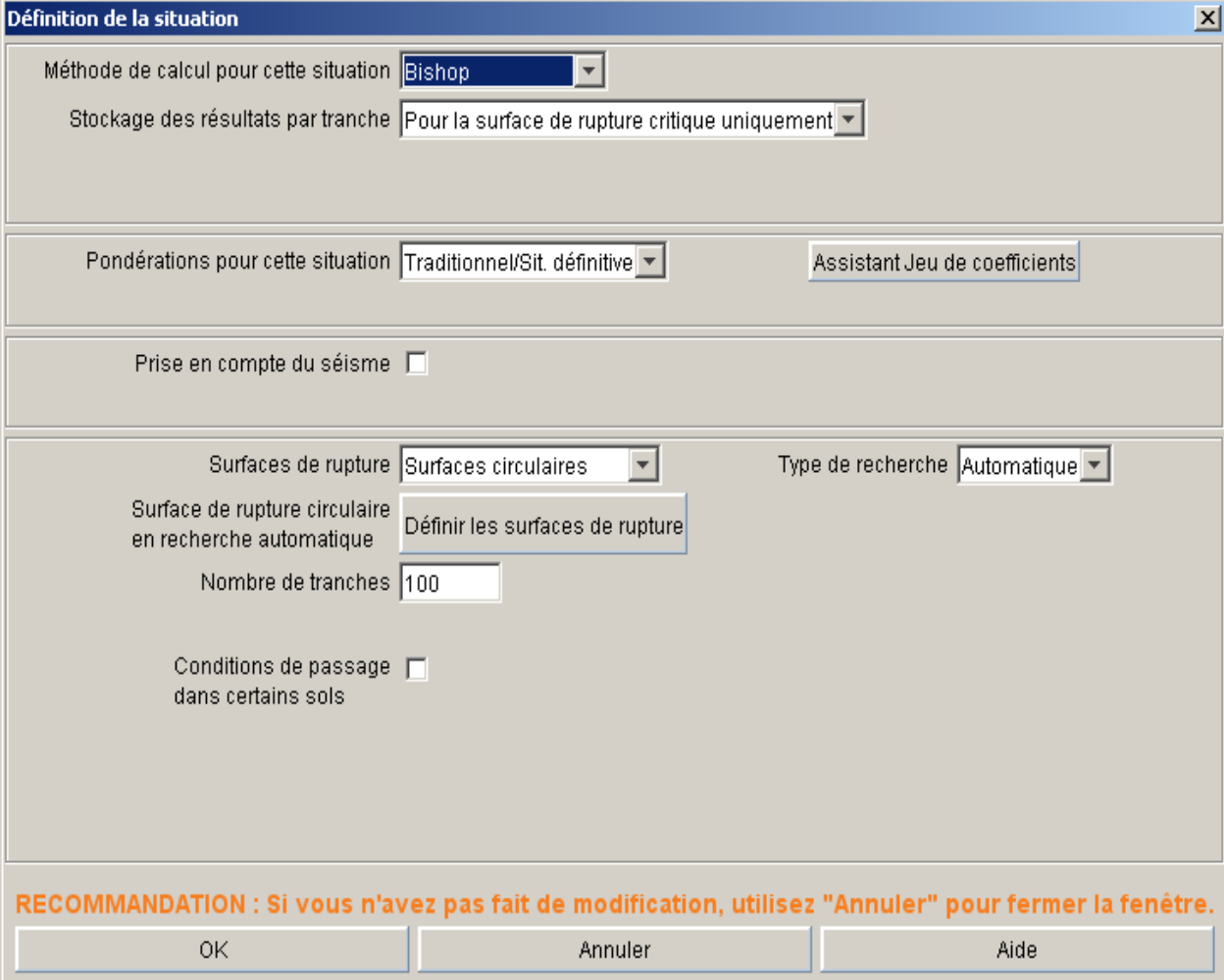


Figure III-12 : Définition des points formant le toit de la nappe phréatique

❖ Etape n°6: Définition des situations

Dans cette étape on accède à la définition des propriétés d'une situation par le menu "Phases et situations" puis l'option "Définition de la situation sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une situation), soit encore par le bouton  de la barre de boutons contextuelle. Une boîte de dialogue s'ouvre (**Figure III-13**).



Boîte de dialogue intitulée "Définition de la situation".

Méthode de calcul pour cette situation : **Bishop**

Stockage des résultats par tranche : **Pour la surface de rupture critique uniquement**

Pondérations pour cette situation : **Traditionnel/Sit. définitive** (Assistant Jeu de coefficients)

Prise en compte du séisme :

Surfaces de rupture : **Surfaces circulaires** (Type de recherche : **Automatique**)

Surface de rupture circulaire en recherche automatique : **Définir les surfaces de rupture**

Nombre de tranches : **100**


Conditions de passage dans certains sols :

RECOMMANDATION : Si vous n'avez pas fait de modification, utilisez "Annuler" pour fermer la fenêtre.

Boutons : OK, Annuler, Aide

Figure III-13: Boîte de dialogue de définition des situations

❖ Etape n°7 : Calculs et résultats obtenus**➤ Calcul s:**

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

➤ **Résultats obtenus :**

Nous avons procédé pour l'analyse avec logiciel **Talren4** en effectuant une modélisation du talus (**Figure III-14**). Les résultats obtenus pour les deux méthodes sont illustrées dans le tableau ci-après (**Tableau III.6**).

Tableau III.6: Résultats obtenus pour les deux méthodes.

Méthodes	Coefficients de sécurité
Bishop	0.98
Fellenius	0.94

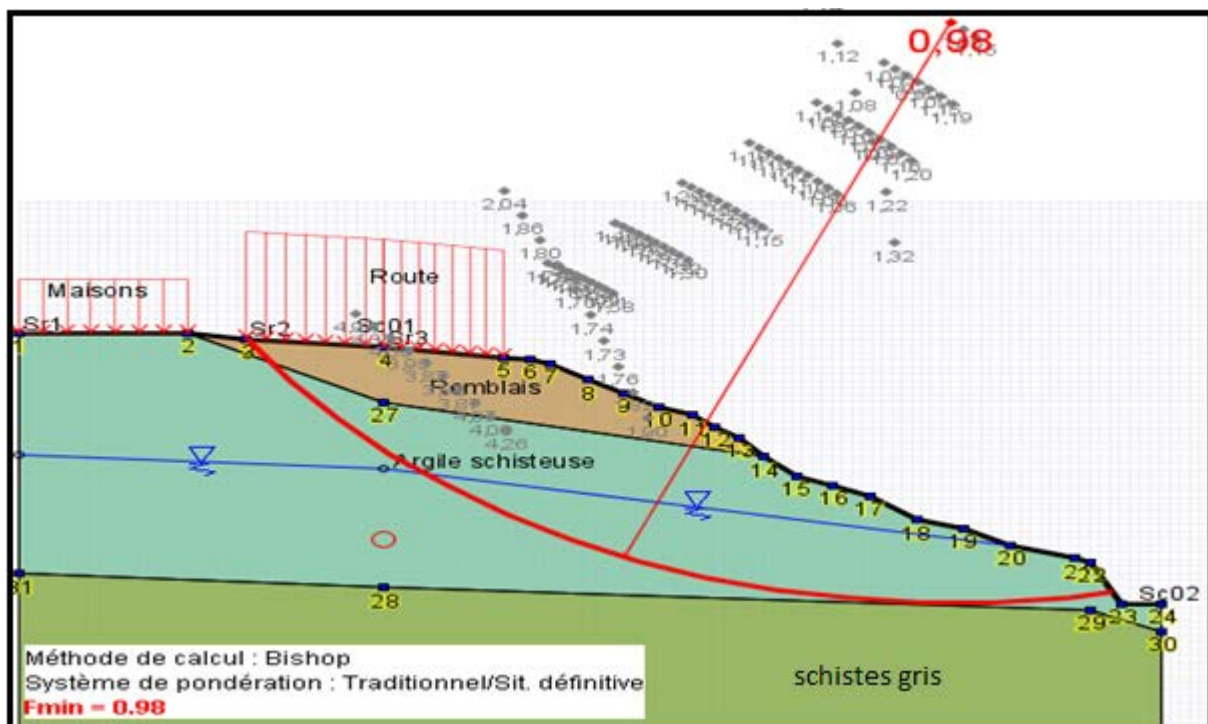


Figure III-14 : L'analyse du talus avec Talren.

❖ **Etape n°8 :L'affichage des résultats détaillés par surface de rupture**


On accède à l'affichage des résultats détaillés par surface de rupture par le menu [Calculs et résultats] puis l'option [Résultats détaillés par surface], ou par le bouton  de la barre de boutons. Les résultats détaillés par surface de rupture sont illustrés sur le tableau ci-après (**Tableau III.7**).

Tableau III.7 : Partie d'une fenêtre des résultats détaillés par surface de rupture (méthode de calcul de Bishop)

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(kN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
33.46	61.36	33.01	108898.65	1.848	1.816	1.816
33.46	61.36	34.01	120960.39	1.908	1.877	1.877
33.46	61.36	29.01	66669.911	1.344	1.313	1.313
33.46	61.36	28.01	57713.832	1.372	1.338	1.338
33.46	61.36	27.01	49316.714	1.412	1.372	1.372
33.46	61.36	26.01	41784.193	1.457	1.407	1.407
33.46	61.36	25.01	35034.321	1.506	1.443	1.443
36.85	64.28	34.27	103046.5	1.534	1.502	1.502
36.85	64.28	35.27	115730.44	1.631	1.601	1.601
36.85	64.28	36.27	129508.96	1.668	1.640	1.640
36.85	64.28	37.27	144314.58	1.698	1.672	1.672
36.85	64.28	38.27	160233.14	1.717	1.693	1.693
36.85	64.28	33.27	90870.181	1.270	1.244	1.244
36.85	64.28	32.27	79444.552	1.217	1.191	1.191
36.85	64.28	31.27	68654.387	1.250	1.220	1.220
36.85	64.28	30.27	58970.641	1.280	1.242	1.242
36.85	64.28	29.27	49978.305	1.308	1.264	1.264
40.24	67.2	38.57	134275.92	1.492	1.464	1.464
40.24	67.2	39.57	150843.17	1.518	1.493	1.493
40.24	67.2	37.57	118745.24	1.430	1.403	1.403
40.24	67.2	36.57	104382.27	1.289	1.263	1.263
40.24	67.2	35.57	91146.832	1.140	1.115	1.115
40.24	67.2	34.57	78836.167	1.160	1.131	1.131
40.24	67.2	33.57	67432.957	1.188	1.153	1.153
43.63	70.12	40.91	134185.97	1.331	1.306	1.306
43.63	70.12	39.91	117143.04	1.239	1.215	1.215
43.63	70.12	38.91	101635.72	1.066	1.043	1.043
43.63	70.12	37.91	87517.004	1.103	1.076	1.076
47.02	73.04	43.27	128981.63	1.201	1.176	1.176
47.02	73.04	42.27	111188.42	0.998	0.977	0.977

OK Aide Légende F

III.7. Conclusion

Nous avons calculé le coefficient de sécurité par la méthode des tranches, car cette méthode est particulièrement conseillée pour les talus hétérogènes ou pour étudier les talus en présence de la nappe. En variant le rayon du cercle de rupture, On cherche le coefficient de sécurité le plus défavorable.

Dans notre cas, après avoir analysé manuellement trois surface de rupture, les résultats obtenus pour les trois cercles ($Fs_1 = 1.025$, $Fs_2 = 1.253$ et $Fs_3 = 1.095$) montrent que le talus est instable. Le cercle le plus défavorable donne un coefficient de sécurité minimum de 1.095.

Par contre cette méthode peut aisément faire l'objet d'un programme de calcul sur ordinateur ; Talren par exemple, permettant le test rapide d'un grand nombre de cercles de rupture possibles.

Alors, l'analyse par le logiciel donne un coefficient de sécurité inférieur à 1. Ce coefficient a été calculé par deux méthodes différentes, toutes basées sur la méthode des tranches, qui sont : la méthode de Bishop ($Fs=0,98$), et méthode de Fellenius. Plus exactement le coefficient le plus faible a été donné par la méthode de Fellenius, et sa valeur est de 0.94

Chapitre IV

Etude de confortement

IV.1. Introduction

Dans cette partie nous tentons de trouver des méthodes et de concevoir des ouvrages dans le but de stabiliser la zone affectée par le glissement compte tenu de deux hypothèses suivantes :

- **Hypothèse 1** : soit les maisons amont sont effectivement fondées sur un substratum (Calcaire) stable, qui échappe à la déstabilisation ;
- **Hypothèse 2** : soit ce n'est pas le cas, et une régression peut être à craindre dans les mois ou années à venir.

Dans la 1^{ère} hypothèse, on pourrait procéder à :

- ✓ Une purge totale avec une reconstitution du remblai par un matériau drainant et construction d'un mur gabion en pied du talus.

Dans la 2^{ème} hypothèse, Il s'agirait de procéder par l'une des deux méthodes suivantes :

- ✓ Paroi de pieux.
- ✓ Mur en béton armé cloué.

IV.2. Solutions proposés :

IV.2.1 Purge totale avec une reconstitution du remblai par un matériau drainant et construction d'un mur gabion en pied du talus.

IV.2.1.1 Description de la méthode

Cette solution consiste à faire une substitution totale des matériaux glissés sur une profondeur de **8m à 9m** selon la profondeur de glissement jusqu'à arriver au dur, et à les remplacer par un matériau drainant, en matériaux granulaires frottants, très perméables pour bien évacuer les eaux souterraines et puis un gabion en pied de talus. Pour le remplissage des gabions on aura recours à des matériaux durs, insensibles à l'eau.

Ce système va jouer un double rôle de butée (mur poids) et un rôle de drainage avec la mise en place d'une nappe de géotextile (pour éviter le colmatage des matériaux).

IV.2.1.2 Analyse du glissement après le confortement

Tableau IV.1: Technique de stabilisation Gabion+Matériau drainant

Technique de stabilisation	Gabion + Matériau drainant
Coefficient de sécurité	
F recherché	1.2 à 1.3
F final	1.35

L'analyse du glissement par le logiciel **Talren 4** après le confortement donne un coefficient de sécurité **FS=1.35**, (Figure IV-1).

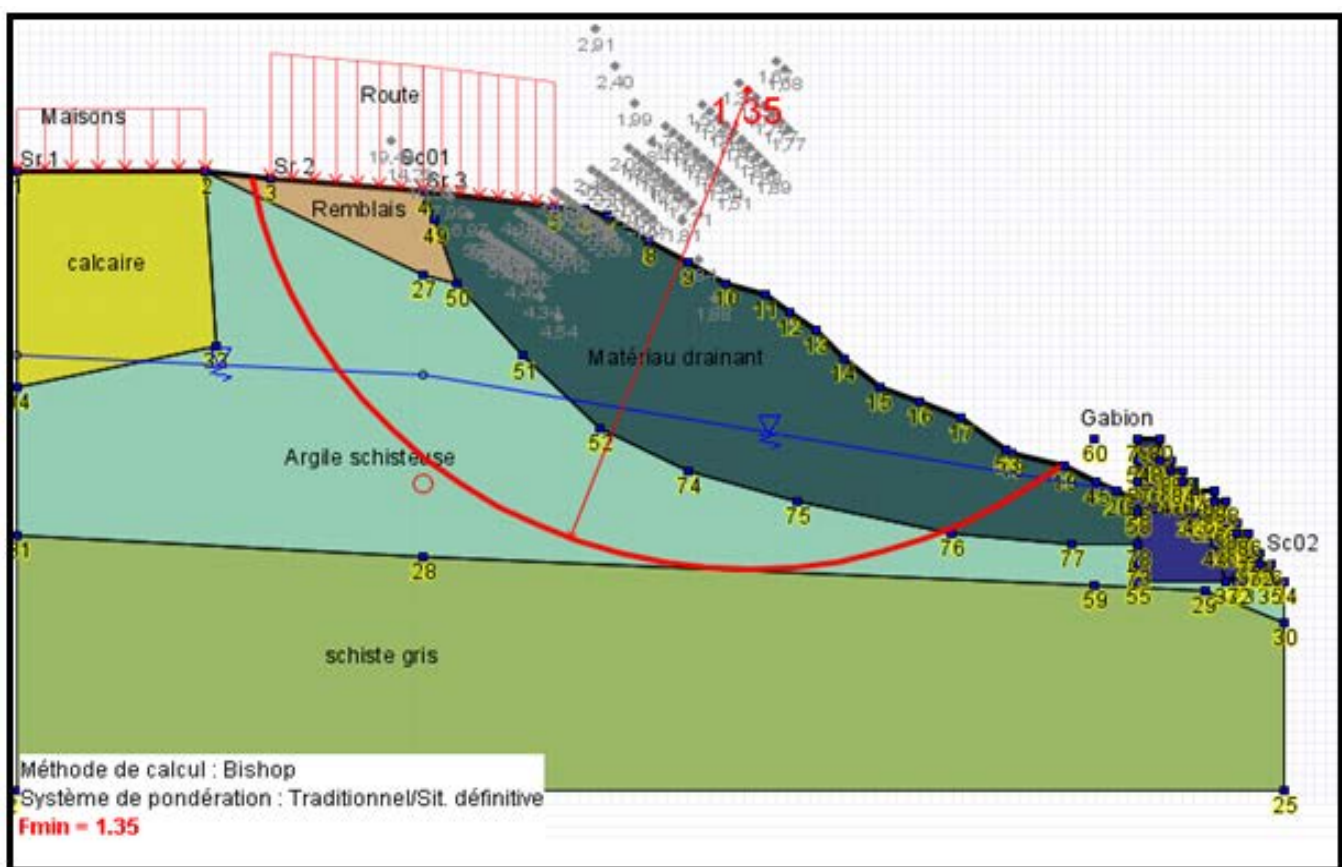


Figure IV-1 : Talus modélisé après substitution+ gabion

IV.2.2 Paroi de pieux

IV.2.2.1 Description de la méthode :

Ce cas de soutènement prévoit trois séries de pieux, sur une longueur de **50 m**, ces pieux de **1.2 m** de diamètre sont disposés en alternance et espacés de **2.4 m**, d'une longueur totale de **17m ,9m et 8.5m**. Les pieux, sont ancrés dans l'assise stable par une fiche de **3m**.

IV.2.2.2 Analyse du glissement après le confortement

Tableau IV.2: Technique de stabilisation par Pieux.

Technique de stabilisation	Pieux
Coefficient de sécurité	
F recherché	1,1 à 1,2
F final	1.43

L'analyse du glissement par le logiciel **Talren 4** après confortement par pieux donne un coefficient de sécurité **FS=1.43**, (Figure IV-2).

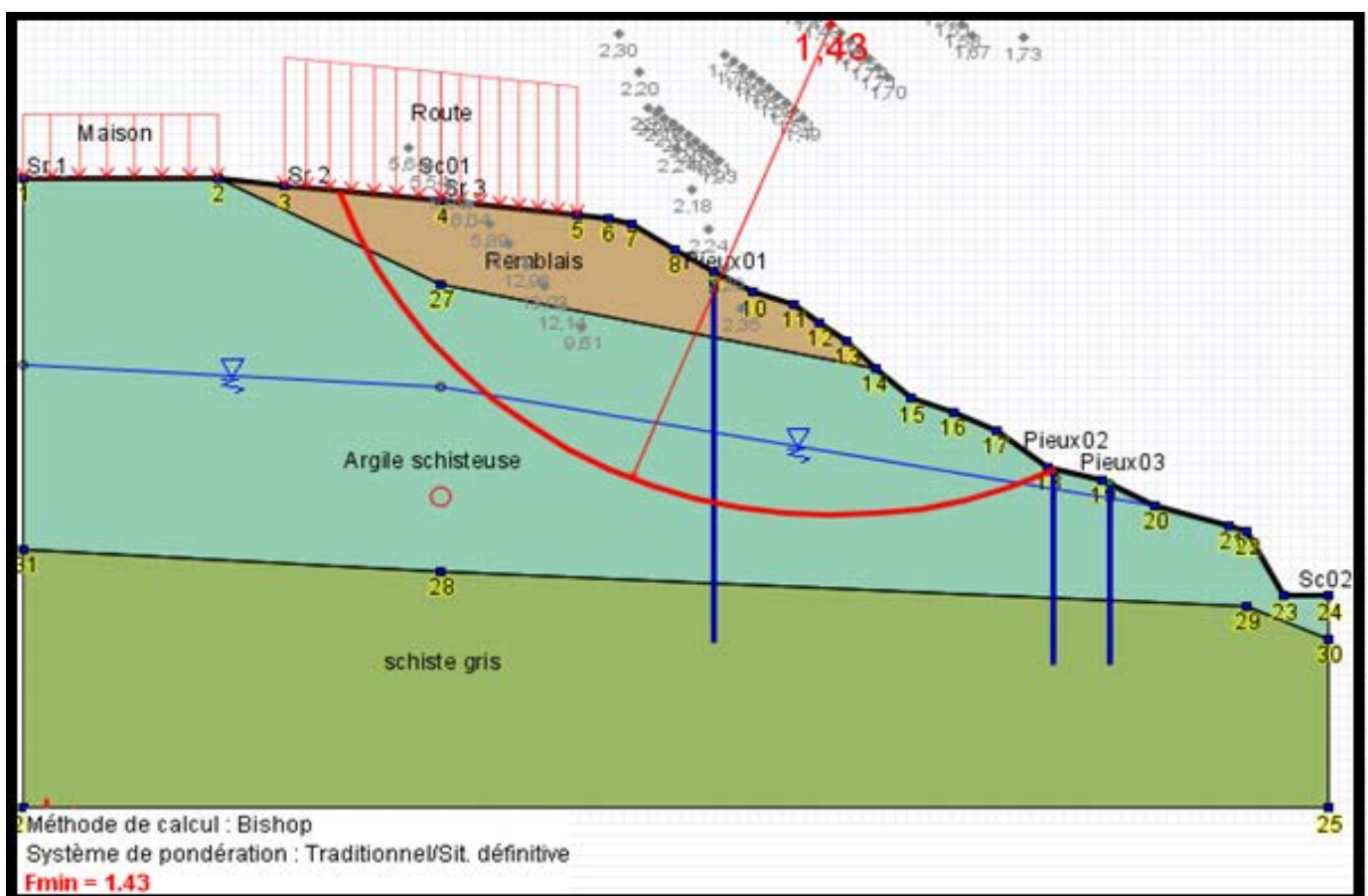


Figure IV-2 : Talus modélisé après renforcement par pieux.

IV.2.3 Paroi clouée

IV.2.3.1. Description de la méthode

Cette solution consiste à construire un mur en béton armé projeté sur la partie aval du talus glissé, jusqu'à la limite du mur d'enceinte aval, de pente de **60°**, et de maintenir ce mur avec des clous peu inclinés (**5° à 20°**) sur l'horizontale, travaillant essentiellement à la traction et placés parallèlement les uns aux autres et assez long pour atteindre l'horizon stable de

profondeur **27m**. Ce mur est associé aux drains subhorizontaux et des barbacanes pour le rabattement de la nappe.

IV.2.3.2 : Caractéristiques des clous :

Les caractéristiques des clous utilisés représenté dans le tableau suivant (**Tableau IV.3**).

Tableau IV.3: Caractéristiques des clous utilisés

Diamètre de forage (mm)	124
Diamètre de la barre Φ (mm)	45
Longueur (m)	27
Section S_n (mm ²)	1590
Inclinaison des clous	20°
Contrainte à la limite élastique σ_e (N/mm ²)	500
Espacement horizontal e_h (m)	2
Espacement vertical e_v (m)	2

IV.2.3.3. Analyse du glissement après le confortement

➤ **Cas statique :**

Tableau IV.4: Technique de stabilisation par Clous.

Technique de stabilisation	Paroi clouée
Coefficient de sécurité	
F recherché	1.2
F final	1.68

L'analyse du glissement avec le logiciel **Talren 4**après le confortement par clous donne un coefficient de sécurité **FS=1.68**,(**Figure IV-3**).

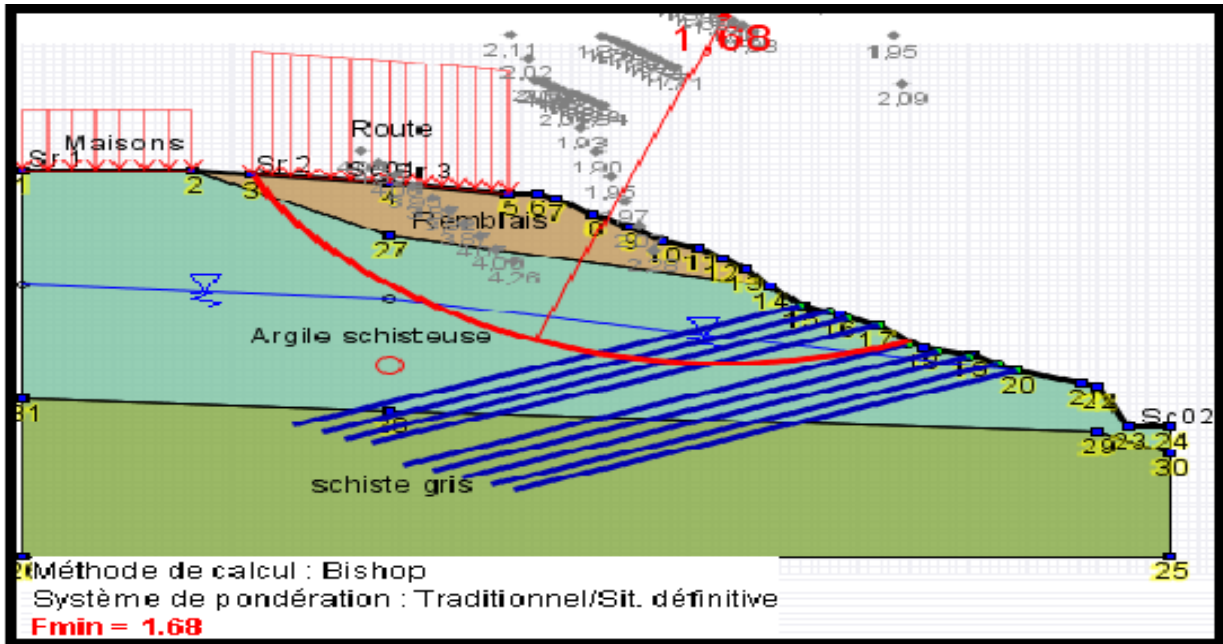


Figure IV-3 : Talus modélisé après renforcement par la paroi clouée (cas statique).

➤ Cas dynamique :

Pour définir ce cas, on prend en compte l'effet sismique d'après le [RPA 99 /2003].L'analyse du glissement par le logiciel **Talren 4** après le confortement par clous donne un coefficient de sécurité $FS=1.15$, (Figure IV-4).

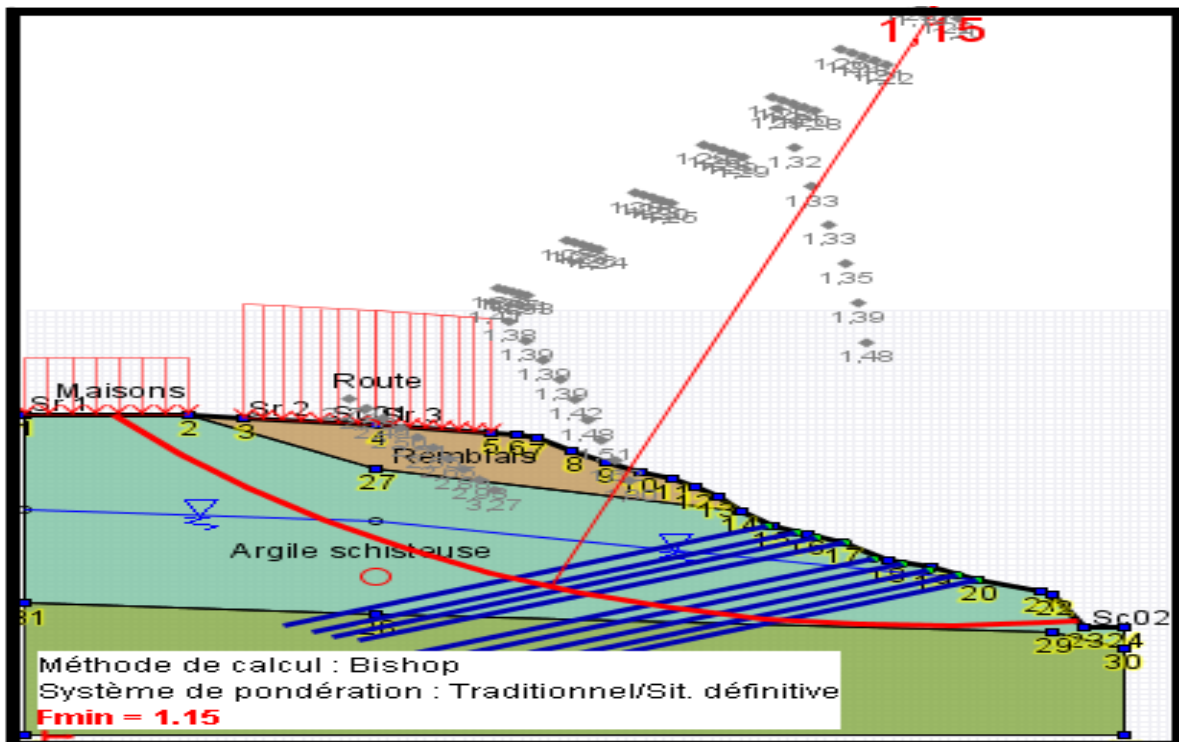


Figure IV.4 : Talus modélisé après renforcement par la paroi clouée(Cas dynamique)

IV.3. Analyse multicritère :**IV.3.1 La 1^{ère} solution (purge + mur gabion)****IV.3.1.1 Avantages**

- ✓ Solution très simple.

IV.3.1.2 Inconvénients

- ✓ En termes de coût du projet, elle est préférée (Environ **58 500 000,00 DA**).
- ✓ Elle comporte le gros risque qu'en phase transitoire, lorsque le trou est ouvert, il peut se produire une déstabilisation du talus de fouille amont, qui entraînerait les maisons ;
- ✓ Délai de réalisation lent.
- ✓ Son exécution nécessite la fermeture de la route pendant les travaux et implique des mouvements de terre importants ;
- ✓ Elle conduit à détruire le mur d'enceinte et l'entrée de la maison à l'Est, qu'il faudra reconstruire par la suite. À noter que dans ce secteur, on n'a pas la certitude que le bâtiment est fondé sur du substratum stable. Pour lever cette incertitude, il faudrait faire quelques trous de sondage à la main (pelle pioche) pour dénuder ponctuellement les fondations et vérifier sur quoi elles sont posées. Cependant, du côté Est, cette approche sera probablement plus compliquée.

IV.3.2. La 2^{ème} solution (Paroi de pieux)**IV.3.2.1 Avantages**

- ✓ Une bonne adaptation au site.
- ✓ Abordable pour plusieurs entreprises.
- ✓ Elle ne comporte pas des grands travaux de terrassements.

IV.3.2.2 Inconvénients

- ✓ Très coûteuse (Environ **46 566 000,00DA**)
- ✓ Délai de réalisation lent.

IV.3.3. La 3^{ème} solution (paroi clouée)**IV.3.3.1 Avantages**

- ✓ Une rapidité d'exécution, car la construction se fait en même temps que les terrassements.
- ✓ Un matériel réduit pour la construction (engin de terrassement, engin de forage, centrale d'injection et une machine à projeter le béton).
- ✓ Une bonne adaptation au site, car l'accès est très difficile.

- ✓ moins coûteuse, (Environ **38 270 700,00 DA**).

IV.3.3.2 Inconvénients

- ✓ Elle nécessite de faire appel à une entreprise spécialisée.

IV.4. Discussion

La **1^{ère}** solution (**purge + mur gabion**), la plus simple à mettre en oeuvre, est accessible à toute entreprise de terrassement. Cependant, en raison des spécificités du site (maisons en amont et en aval) et de l'instabilité (pente aval assez raide, reconstruction sur une hauteur de plus de 15 m) font que celle-ci est à écarter.

La **2^{ème}** (**Pieux**) et la **3^{ème}** (**Paroi clouée**) sont les meilleures solutions mais la **2^{ème}** est plus chère et son exécution nécessite plus de temps (car la cinématique de glissement est très rapide),

Par contre la **3^{ème}** solution à Une rapidité d'exécution (car la construction se fait en même temps que les terrassements), Du point de vue économique, le clouage du sol est généralement la moins coûteuse parmi les techniques de renforcement, pour ces raisons nous allons retenir la paroi clouée comme solution de stabilisation de ce glissement.

Conclusion générale

La route de Bouyeblatene dans les hauteurs de la wilaya de Bejaïa et ses maisons amont sont menacés sur 50 m de linéaire par un glissement de terrain de taille significative affectant les matériaux du talus aval et probablement les fondations des bâtiments mitoyens.

L'analyse des données géométriques, géologiques et géotechniques du site a montré que les facteurs qui sont à l'origine de l'instabilité sont essentiellement : la présence d'eaux, la pente, le type de sol. Pour localiser la surface du glissement critique un calcul du coefficient de sécurité a été mené à l'aide du logiciel **Talren 4**, pour deux méthodes de calcul de stabilité : Bishop et Fellenius. Les résultats obtenus ont montré que le talus est en équilibre limite ($F_s = 0.98$) et nécessite donc un confortement.

A partir de cette analyse, nous avons proposé plusieurs méthodes de confortement pour stabiliser les zones affectées par le glissement. Trois modes de stabilisation ont été étudiés (purge totale des matériaux glissés avec la mise en place d'un matériau drainant et un gabion, un rideau de pieux et une paroi clouée) et chaque technique de confortement est associée à un coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Enfin, sur la base d'une étude multicritère (technico-financière), le choix du confortement est porté sur la paroi clouée, qui consiste à construire un mur en béton armé projeté sur la partie aval du talus glissé, jusqu'en limite du mur d'enceinte aval, et de maintenir ce mur avec des clous. Ce mur est associé aux drains subhorizontaux et des barbacanes pour le rabattement de la nappe.

Références bibliographique

- [1] **Sanglerat, G., et Costet, J, (1983)**. Cours pratique de mécanique des sols (calcul des ouvrages), tome II. Ed. Dunod. Paris.
- [2] **Philipponnat, G., (1998)**. Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles. Paris.
- [3] **Hamadou, N., (2011)**. Risque liés aux mouvements de terrain à Constantine : Cas du glissement de douarsouadek (Zighoud Yousef). Mémoire de Magister, Université de Batna.
- [4] **Ahmed, A., (2012)**. Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN12. Mémoire d'ingénieur, école National polytechnique, El-Harrach.
- [5] **Bouafia, A., (2009)**. Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Edition page bleues.
- [6] **Elkhir, A., (2012)**. Etude numérique et comparative de la stabilité et du confortement d'un glissement de terrain. Mémoire d'ingénieur d'état en Génie Civil Ecole Nationale polytechnique.
- [7] **Durville, J.L., et Sève, G.** Techniques de l'ingénieur de stabilité des pentes. **C254**.
- [8] **Ziane, F., et Mamria, H., (2012)**. Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain à Oued -Ghir Mémoire d'ingénieur, Univ. A.MIRA. De Bejaia.
- [9] Laboratoire Régional des pontes et chaussées de Toulouse -1, avenue du colonel roche 31400 Toulouse.
- [10] **Reiffsteck, P.** Mécanique des sols avancés de Stabilité des pentes. LCPC.France.
- [11] **Boukhari, A., et Laghoug, S, A., (2008)**. Etude d'un glissement de terrain sur le CW8 (Médéa). Mémoire d'ingénieur, ENTP. Page 93.
- [12] **Hubert, B., et Philipponnat, G., (2003)**. Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris.
- [13] **Habib, P., (1997)**. Génie Géotechnique-application de la mécanique des sols et des Roches. Ed. Ellipses. Paris.
- [14] **BRGM/RP, (2009)**. Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des Sols argileux dans le département de Doubs, France.
- [15] **FAER**. Sites expérimentaux de remblais sur sols mous et suivi d'ouvrages réels. Fiche D'action élémentaire de recherche n°06.16.
- [16] **Rapport de sol LMTPB** (Laboratoire de la Mitidja des travaux Publics et Bâtiments), (2015). Antenne de Bejaïa.
- [17] **LADGHEM, C.F., (2009)**. Prévention du risque de mouvement de terrain par l'utilisation des Paramètres, Mémoire de magister, Université de M'sila.
- [18] Cour de géologie appliquée. Université Joseph Fourier. Grenoble-I,

Références bibliographique

- [19] Séve, G., et Pouget., P. (1998). Guide Technique Stabilité des glissements de terrain (LCPC).
- [20] Didier, F., (1987). Le clouage des sols, application au soutènement de fouille, étude expérimentale et dimensionnement. Thèse de doctorat. Français.
- [21] [www. Sigra.com.au](http://www.Sigra.com.au). (Consulté le 15 /04/2016).
- [22] MAGNAN, J.P., Résistance au cisaillement, article n°3.
- [23] Service d'études techniques des routes et autoroute. (1998). Les ouvrages de soutènement guide de conception générale.
- [24] Lérau, J., (2005-2006). Cour de Géotechnique 1. Institut National des sciences appliquées de Toulouse, département de sciences et technologies pour l'ingénieur.
- [25] [https://www.eboulement d'aokas, Bejaïa 2015.com/Watch=k3iRWXx5CMo](https://www.eboulementd'aokas.com/Bejaia2015.com/Watch=k3iRWXx5CMo)
- [26] Bouzidi, T. Et IDjenane, S., (2014-2015). Etude de stabilité du versant Tifra Mémoire d'ingéniorat, univ. A. Mira de Bejaïa.
- [27] Chowdhurd R.N –Slope analysis.; (1978) Development in geotechnical engineering .vol.22. Elsevier, Amsterdam,

ANNEXES

ANNEXE 1

**Plan et coupe géologique avec limites du
Glissement du site.**

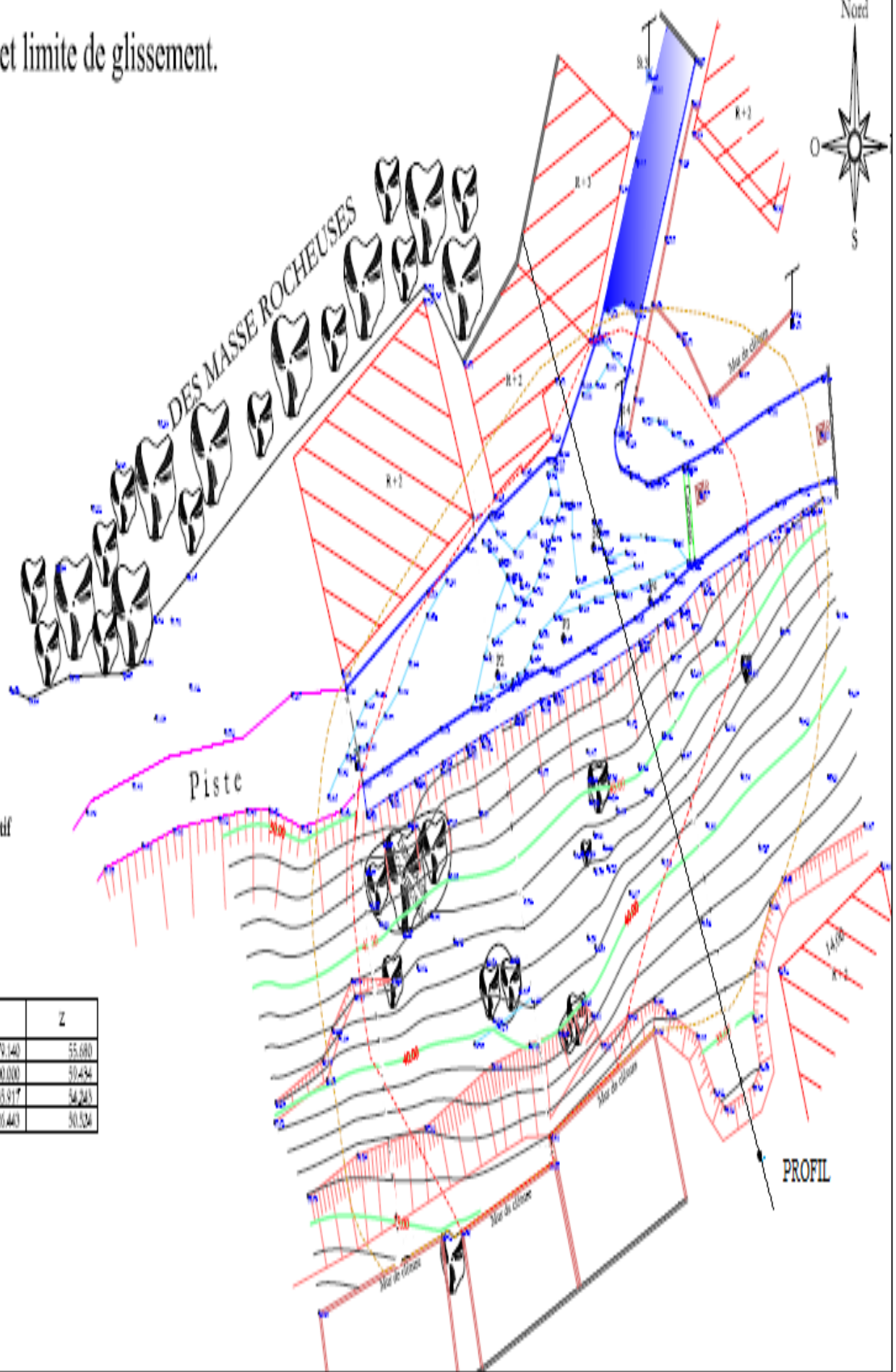
Levé topographique et limite de glissement.

Nord



Légende

- Station
- Bâti
- Route
- Sentier
- Talus
- Poste Electrique
- Fossés
- DES MASSE ROCHEUSES
- Limites de glissement
- Limites de glissement actif
- Trait de coupe



STATION	X	Y	Z
ST.1	6005.761	9979.140	55.680
ST.2	6000.000	10000.000	59.434
ST.3	6106.267	10045.917	54.243
ST.4	6102.906	10026.440	50.524

ANNEXE 2

Coupes lithologiques du terrain.



Projet :

Dossier N° :

Client :

Endroit :

Date début : 25/03/2015
Date fin : 14/04/2015
Profondeur forée (m) : 25
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)	RGD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25	50	75	100										
1.5														Remblai		
3.0														Argiles schisteuses marron graveleuses caillouteuse avec passage de blocs rocheux calcaire		
4.5	-4.00	4.00														
6.0														Schiste grises		
7.5																
9.0																
10.5																
12.0														Fin du forage à une profondeur de 25 m.		
13.5																
15.0																
16.5																
18.0																
19.5	-19.50	19.50														
21.0																
22.5																
24.0																
25.5	-25.00	25.00														

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier à main
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à paroi épaisse
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentation
L : Unités d'Allenberg (WL, LP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CID : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Rectus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

04/05/2016

Page : 1 de 1



Projet :

Dossier N° :

Client :

Endroit :

Date début : 10/04/2016
Date fin : 15/04/2016
Profondeur forée (m) : 10
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 Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
0.0	-0.50													Remblais (dépôt)	
1.0	0.50													Argiles schisteuses marron graveleuses caillouteuse	
2.0	-2.00													Schistes grises	
3.0	2.00														
4.0															
5.0															
6.0															
7.0															
8.0															
9.0															
10.0	-10.00													Fin du forage à une profondeur de 10 m.	
11.0	10.00														
12.0															
13.0															
14.0															
15.0															
16.0															
17.0															

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier à main
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à paroi épaisse
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sedimentométrie
L : Uniflex d'Allenberg (VLIP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (G_s, G_m)
AC : Analyse chimique
CR : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Rektur à l'emboisement

Préparé par :

Vérifié par :

04/05/2016

Page : 1 de 1

ANNEXE 3

Courbes pénétrométriques.



PROCES VERBAL DE RESULTATS D'ESSAI

Essai de pénétration dynamique

Norme : NFP 94-114

Dossier N°: 2015/DE-SOL/01

Ref Essai: 2015/EP/02

X:

Client : A.P.C de Bejaia.

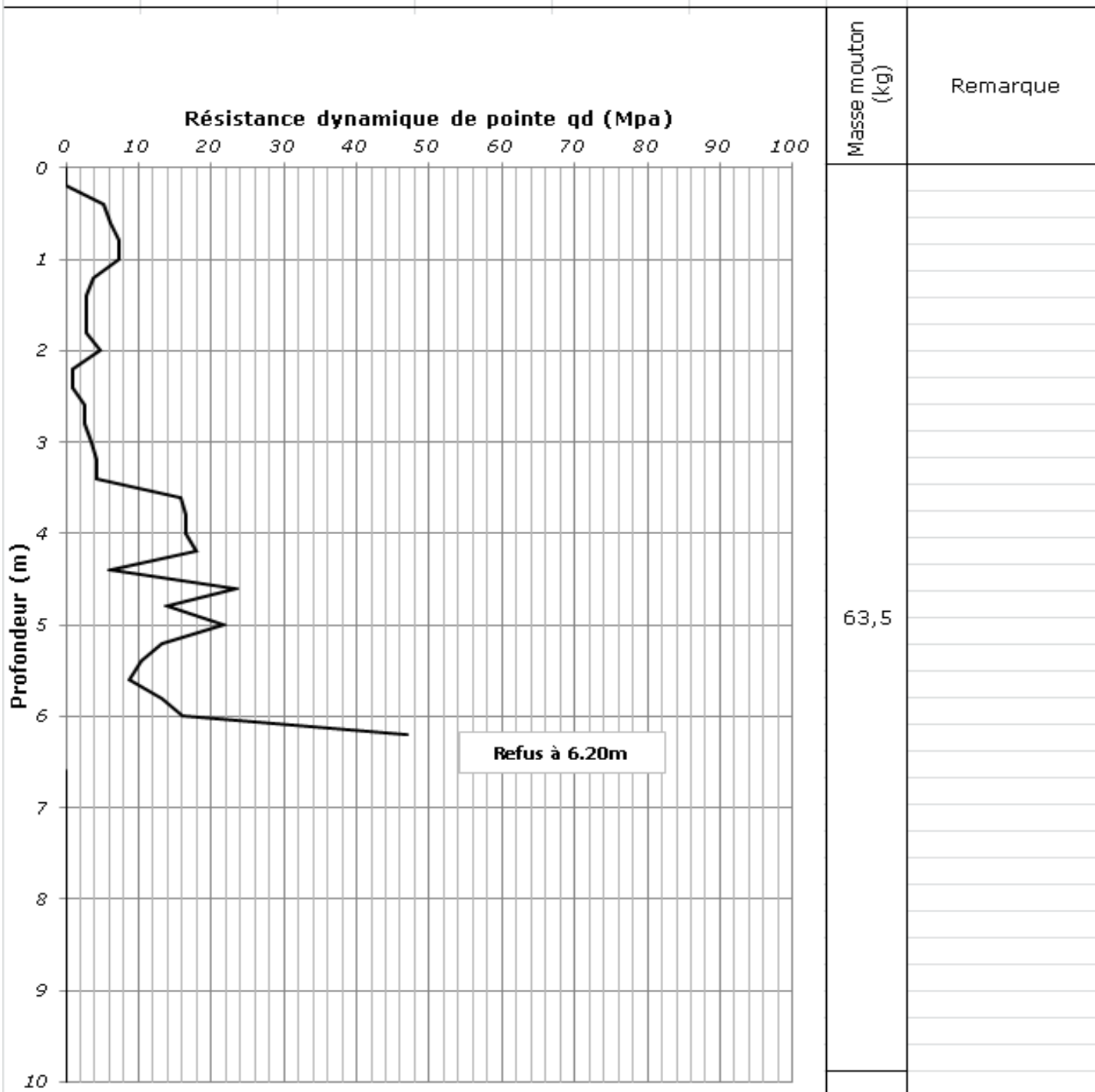
Date : 23/02/2015

Y:

Projet : Etude de stabilité d'un glissement de terrain à Bouyeblatene, Cne de Bejaia.

N° de l'essai: 01

Z:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse totale: enclume et guidage du mouton: 63,5 kg

Longueur des tiges: 1 m

Hauteur de chute du mouton: 0,60 m

Masse d'une tige: 6,00 kg

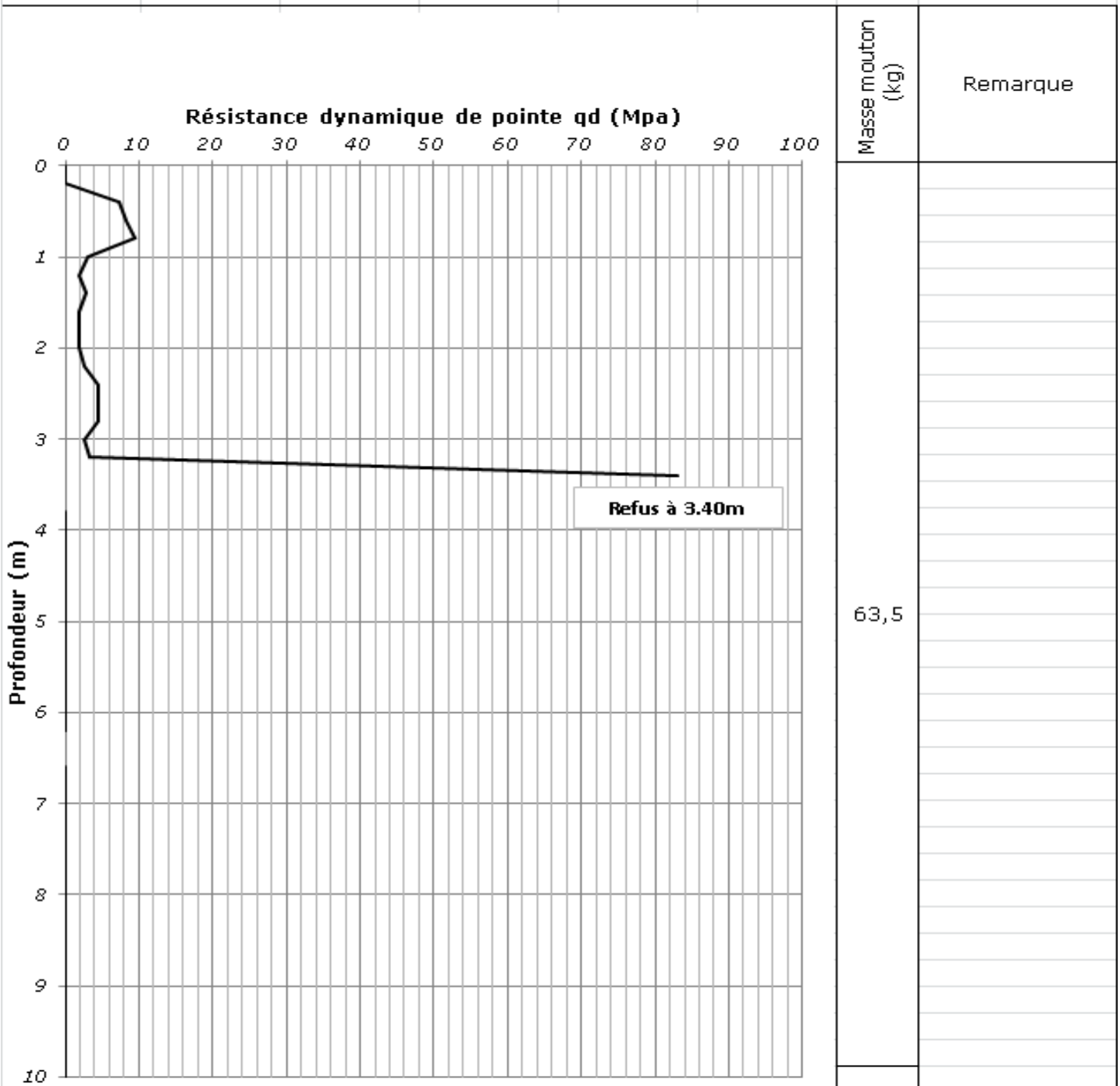
Aire de la section droite de la pointe: 16 cm²

Masse de la pointe: 0,6 kg

**Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments**

Direction Générale: Lot Sidi Lahcen II N° 61 Baba Hassen -Alger Tel/Fax : 021 35 57 84

Antenne de Bejaia : 24, chemin des crêtes Bejaia Tel/Fax : 034 21 38 68

PROCES VERBAL DE RESULTATS D'ESSAI**Essai de pénétration dynamique****Norme : NFP 94-114****Dossier N°:** 2015/DE-SOL/01**Ref Essai:** 2015/EP/02**X:****Client :** A.P.C de Bejaia.**Date :** 23/02/2015**Y:****Projet :** Etude de stabilité d'un glissement de terrain à Bouyeblatene, Cne de Bejaia.**N° de l'essai:** 02**Z:****Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse totale: enclume et guidage du mouton: 63,5 kg

Longueur des tiges: 1 m

Hauteur de chute du mouton: 0,60 m

Masse d'une tige: 6,00 kg

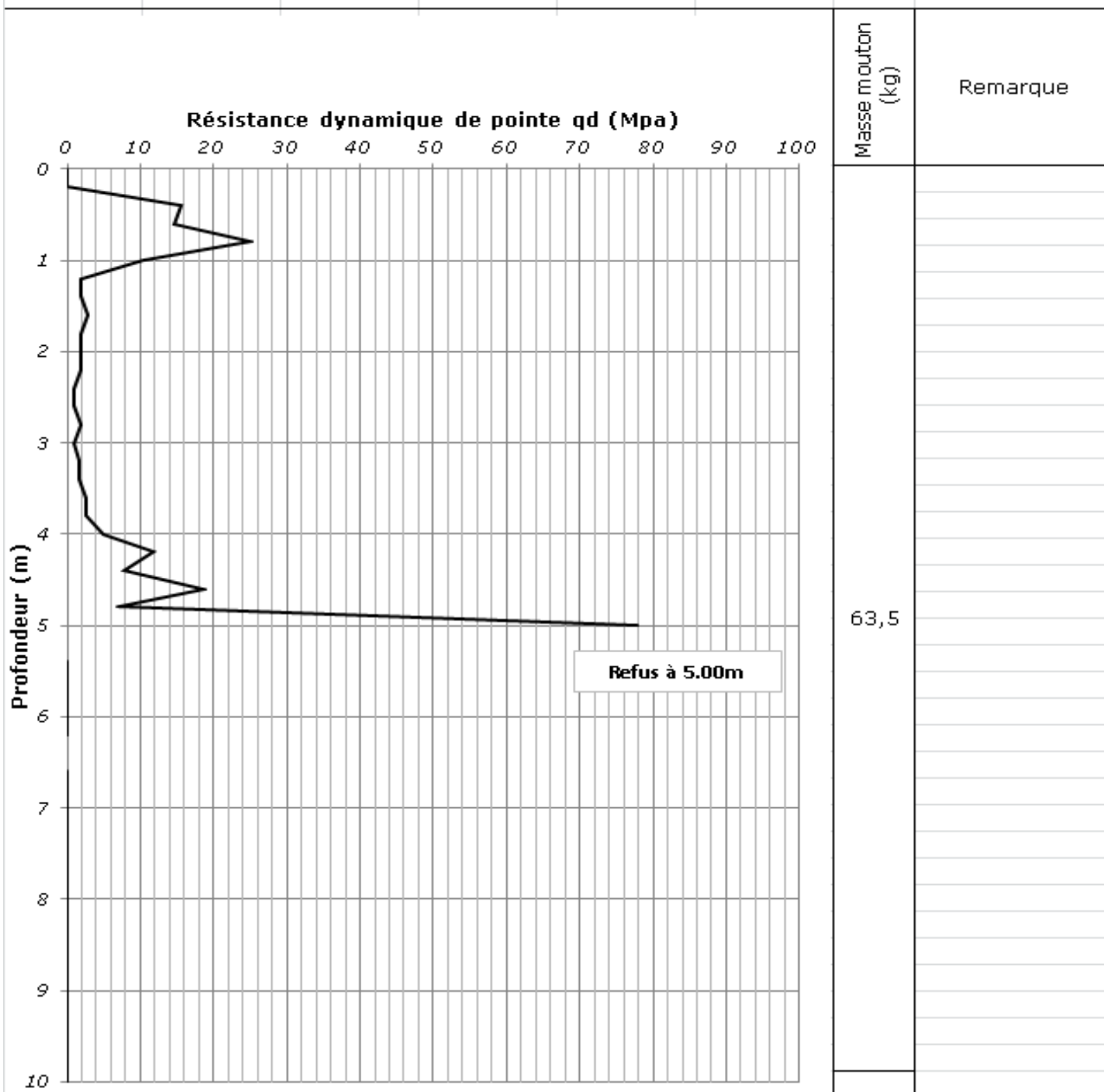
Aire de la section droite de la pointe: 16 cm²

Masse de la pointe: 0,6 kg

**Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments**

Direction Générale: Lot Sidi Lahcen II N° 61 Baba Hassen -Alger Tel/Fax : 021 35 57 84

Antenne de Bejaia : 24, chemin des crêtes Bejaia Tel/Fax : 034 21 38 68

PROCES VERBAL DE RESULTATS D'ESSAI**Essai de pénétration dynamique****Norme : NFP 94-114****Dossier N°:** 2015/DE-SOL/01**Ref Essai:** 2015/EP/02**X:****Client :** A.P.C de Bejaia.**Date :** 23/02/2015**Y:****Projet :** Etude de stabilité d'un glissement de terrain à Bouyeblatene, Cne de Bejaia.**N° de l'essai:** 03**Z:****Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse totale: enclume et guidage du mouton: 63,5 kg

Longueur des tiges: 1 m

Hauteur de chute du mouton: 0,60 m

Masse d'une tige: 6,00 kg

Aire de la section droite de la pointe: 16 cm²

Masse de la pointe: 0,6 kg



PROCES VERBAL DE RESULTATS D'ESSAI

Essai de pénétration dynamique

Norme : NF P 94-114

Dossier N°: 2015/DE-SOL/01

Ref Essai: 2015/EP/02

X:

Client : A.P.C de Bejaia.

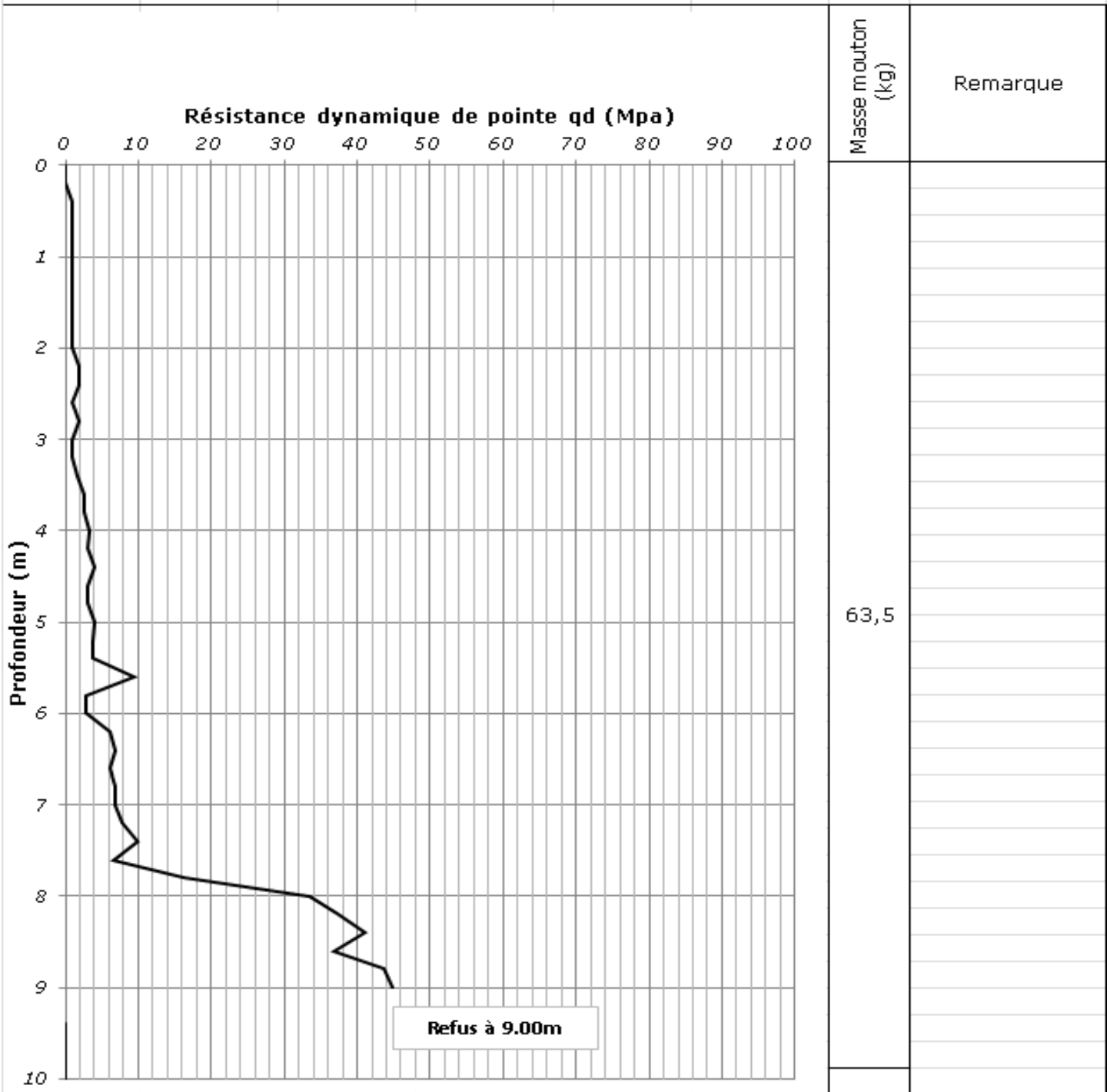
Date : 23/02/2015

Y:

Projet : Etude de stabilité d'un glissement de terrain à Bouyeblatene, Cne de Bejaia.

N° de l'essai: 04

Z:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse totale: enclume et guidage du mouton: 63,5 kg

Longueur des tiges: 1 m

Hauteur de chute du mouton: 0,60 m

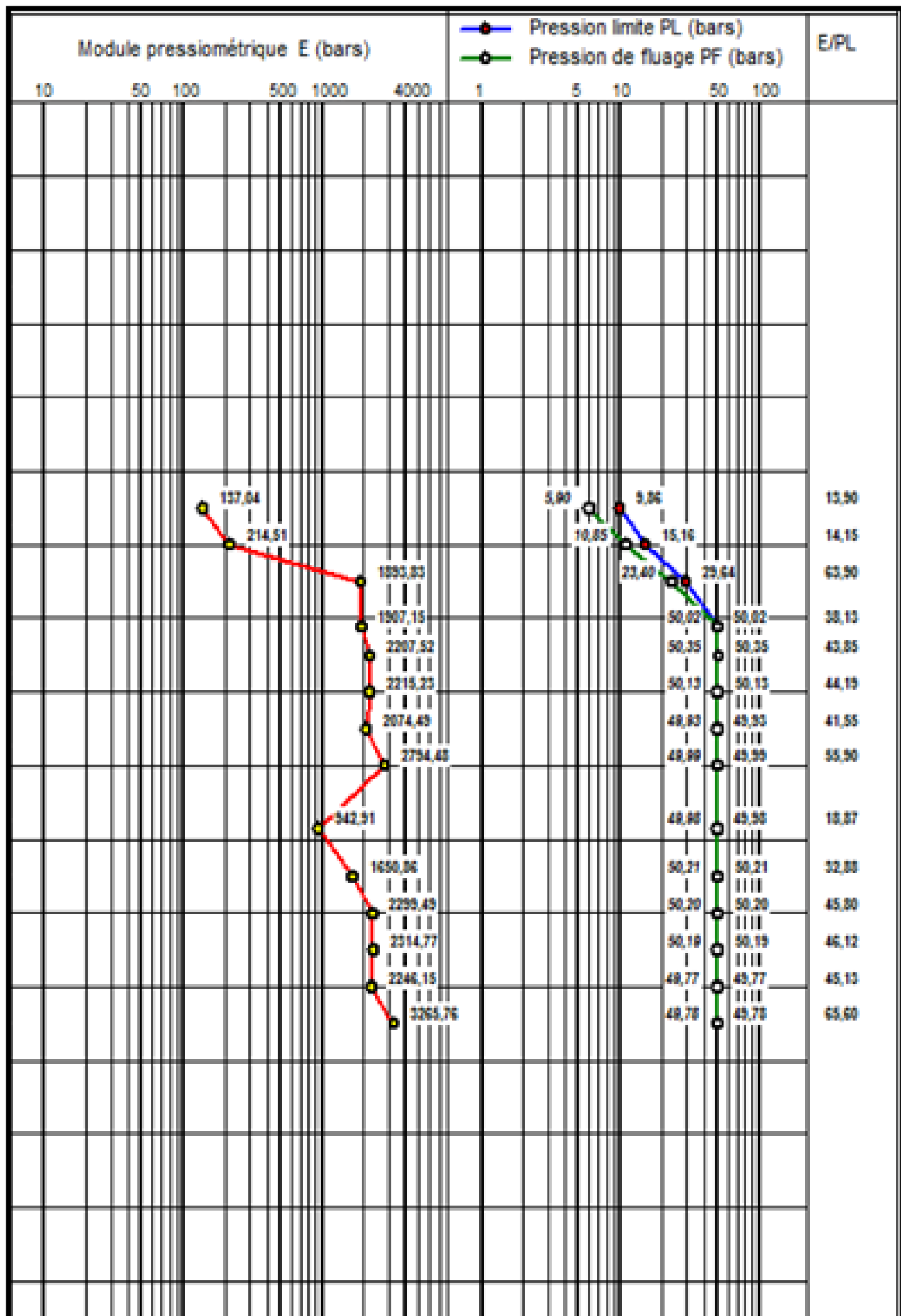
Masse d'une tige: 6,00 kg

Aire de la section droite de la pointe: 16 cm²

Masse de la pointe: 0,6 kg

ANNEXE 4

Courbe pressiométrique.



ANNEXE 5

**Tableau de classification des sols grenus
(Plus de 50% d'éléments > 0.08 mm).**

Classification des sols grenus
(plus de 50% des éléments > 80µm)

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

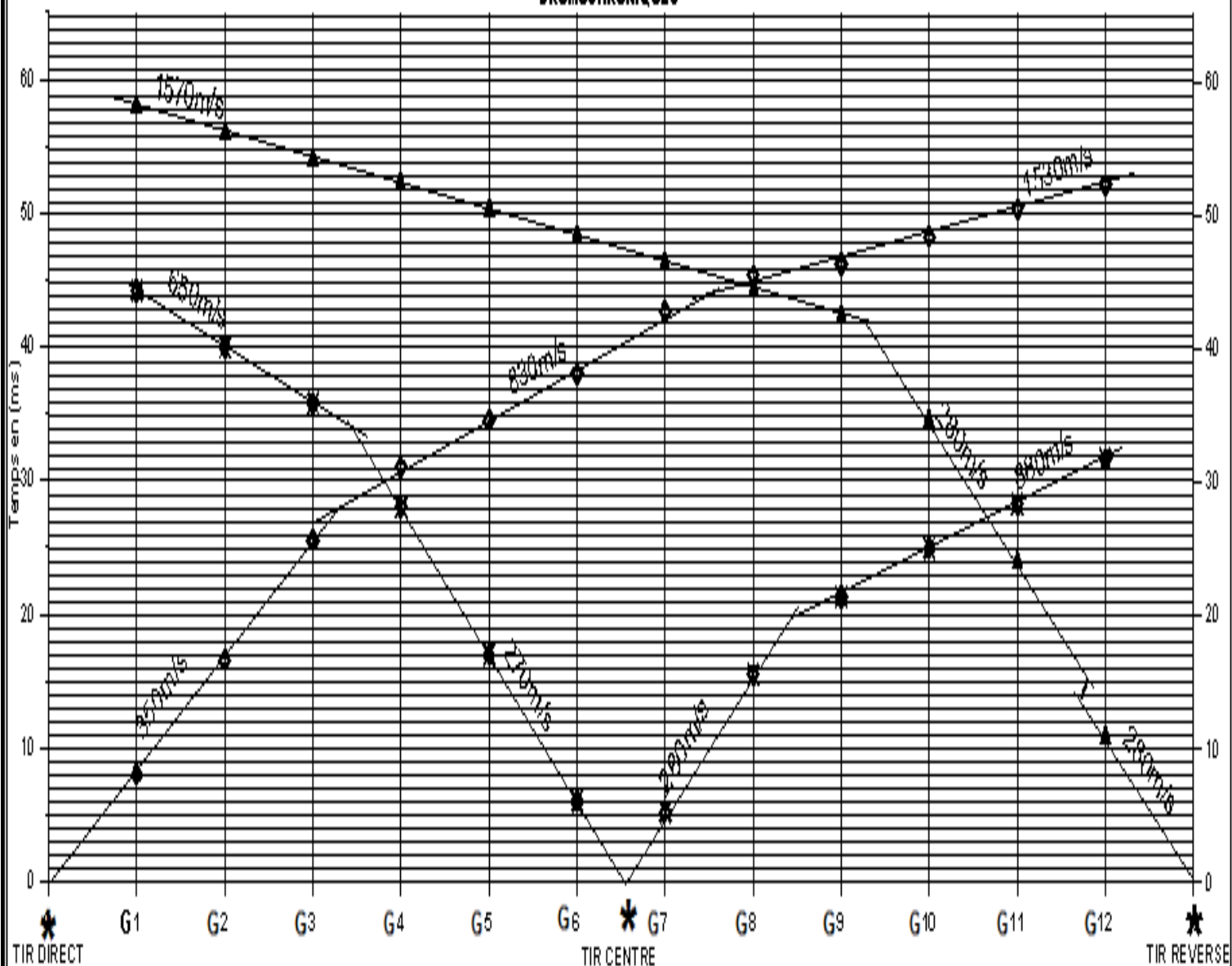
ANNEXE 6

Dromochronique des profils sismiques.

SEISMIC REFRACTION SURVEYING SEISMIC GRAPH

PROFIL SISMIQUE : PS-01 CODE DES TIRS : D-C-R LONGUEUR DISPOSITIF : 39.0 mètres ESPACEMENT GEOPHONE : 3.0 mètres

DROMOCHRONIQUES



ANNEXE 7

Détail de calcul par logiciel Talren 4.

Numéro d'affaire : talus
Titre du calcul : stabilité de glissement

Lieu : sidi ahmed
Commentaires :
Système d'unités : kN,kPa,kN/m3
yw : 10.0

Couches de sols

	Nom	γ	φ	c	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblais	20.00	25.00	0.00	0.00	-	-	-
2	Argile schisteuse	22.00	14.00	24.00	0.00	0.0	-	-
3	schiste gris	21.00	25.00	40.00	0.00	120.0	-	-

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y			
1	0.00	50.38	2	8.55	50.38	3	11.50	50.00	4	18.45	49.37	5	24.45	48.64	6	25.80	48.53	7	26.85	48.20
8	28.75	47.00	9	30.50	46.00	10	32.25	45.00	11	34.00	44.43	12	35.15	43.60	13	36.35	42.75	14	37.60	41.40
15	39.20	40.00	16	41.05	39.35	17	42.95	38.53	18	45.25	36.80	19	47.65	36.20	20	50.00	35.00	21	53.25	34.00
22	54.00	33.73	23	55.85	30.70	24	57.65	30.70	25	57.65	20.70	26	0.00	20.70	27	18.45	45.37	28	18.45	31.87
29	54.00	30.23	30	57.65	28.70	31	0.00	32.88												

Segments

	Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2		Point 1	Point 2
1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7	7	8
8	8	9	9	9	10	10	10	11	11	11	12	12	12	13	13	13	14	14	14	15
15	15	16	16	16	17	17	17	18	18	18	19	19	19	20	20	20	21	21	21	22
22	22	23	23	23	24	24	24	25	25	25	26	26	31	1	27	2	27	28	27	14
29	30	25	30	31	28	31	28	29	32	29	30									

Surcharges réparties

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Ang/horizontale	Largeur base de diffusion	Angle de diffusion
1	Sr 1	0.00	50.38	5.00	8.55	50.38	5.00	90.00	0.00	0.00
2	Sr 2	11.50	50.00	10.00	18.45	49.37	10.00	90.00	0.00	0.00
3	Sr 3	18.45	49.37	10.00	24.45	48.64	10.00	90.00	0.00	0.00

Clous

	Nom	TR	Espacement horizontal	X	Y	Longueur	Inclinaison/horizontale	Largeur base de diffusion
1	Clou 1	-	2.00	39.00	40.00	27.00	20.00	2.00
2	Clou 2	-	2.00	41.50	39.00	27.00	20.00	2.00
3	Clou 3	-	2.00	44.50	37.00	27.00	20.00	2.00
4	Clou 4	-	2.00	49.00	35.50	27.00	20.00	2.00
5	Clou 5	-	2.00	40.50	39.50	27.00	20.00	2.00
6	Clou 6	-	2.00	43.00	38.50	27.04	20.00	2.00
7	Clou 7	-	2.00	46.00	36.50	27.00	20.00	2.00
8	Clou 8	-	2.00	50.00	35.00	27.00	20.00	2.00
9	Clou 9	-	2.00	47.50	36.00	27.00	20.00	2.00

	Nom	Angle de diffusion	Rsc	Rayon équivalent	Règle de calcul	Cisaillement imposé Rcis
1	Clou 1	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
2	Clou 2	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
3	Clou 3	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
4	Clou 4	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
5	Clou 5	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
6	Clou 6	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
7	Clou 7	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
8	Clou 8	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00
9	Clou 9	10.00	-	0.04	Tcal, Cimp	0.00

	Nom	Moment de plastification	EI	Angle critique	Traction	Cisaillement	qs clous issus de...	Φbarre	σe
1	Clou 1	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00
2	Clou 2	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00
3	Clou 3	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00
4	Clou 4	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00
5	Clou 5	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00
6	Clou 6	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00
7	Clou 7	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00
8	Clou 8	-	-	5.00	externe	externe	Abaques	0.04	500000.00

Résumé :

Ce modeste travail consiste à l'étude de traitement et de stabilisation d'un glissement de terrain situé à la wilaya de **Bejaïa** plus précisément, à **Bouyeblatene** dans la ville de **Sidi Ahmed**.

Pour cela, nous avons débutés ce travail par un exposé des généralités sur les mouvements de terrain plus exactement sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes, ainsi que les différents systèmes de confortement en passant par les différentes méthodes de calcul. Ensuite, nous avons abordés l'étude de stabilité, on commence avec une analyse manuelle pour trois cercles de glissement supposés, et une analyse numérique à l'aide d'un logiciel de calcul "**Talren 4**" pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficients de sécurité.

Enfin, la dernière partie de ce document a été consacrée à l'étude des différentes techniques de confortement qui permettent de stabiliser le glissement de terrain en faisant une comparaison entre ces techniques pour le choix de la meilleure solution (paroi clouée) de point de vue technique et économique.

Mots clés : glissement de terrain ; " Talren 4"; analyse de stabilité; confortement ; Paroi clouée.

Summary:

This humble worke is about a practical study of a landslide phenomenon located in the wilaya of Bejaia more precisely in bouyeblatene and height of the city of Sidi Ahmed.

To proceed to this work, we start firstly with generalities about ground movements known as landslide phenomenon, their characteristics, their types and different causes and different reinforcement systems through different methods of calculation.

After that we did a stability study , we begin with a manual scan method for three supposed circles, than we did another analyse using a software called "**Talren 4**"to determine the fracture surfaces and their safety coefficients.

In the final part of this work, we studied the different techniques of reinforcement that can stabilize the field by comparing these techniques to choose the best solution.

Keywords: Landslide; " Talren 4 "; Stability calculation; Confrontment; nailed wall.