

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

Thème

ETUDE DU GLISSEMENT TERRAIN DE AIN TURKI AIN DEFLA

Présenté par :

D^r : ZERARKA. H

M^r. BOUHAFER Djamel

M^r. BENAMIROUCHE Yaser

Devant les membres de jury :

.....	U. Saad Dahleb-Blida	President
.....	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice

Blida, Novembre 2021

Résumé.

Les glissements de terrain sont considérés comme l'un des dangers les plus graves, auxquels sont exposés les êtres humains ; ils sont également fréquents dans le Nord de l'Algérie, en particulier dans la province de Ain defla, en raison de la structure géomorphologique de la terre.

Notre travail, dans le cadre de ce projet de fin d'études de Master en géotechnique, concerne une étude du glissement de terrain dans la ville d'Ain Turki. Glissement a eu lieu lorsque le projet d'évitement de cette dernière a démarré.

Le mémoire contient un aperçu de la région du site, l'analyse et l'interprétation de l'étude géotechnique réalisée, ainsi que le diagnostic et les causes du glissement. Sur la base de tout ça, nous avons proposé une solution, propre à nous.

A noter que nous nous sommes appuyés sur le programme Talren4 pour faire tous les calculs de stabilité ; ce qui nous permis de mener à bien cette étude.

Mots clés : Glissement, soutènement, facteur de sécurité, structure géologique, programme Talren4.

المخلص

تعتبر الانهيارات الأرضية من اكبر الأخطار التي تواجه الإنسان ؛ كما أنها منتشرة في شمال الجزائر ، ولا سيما في ولاية عين الدفلى ، بسبب التركيب الجيومورفولوجية للأرض.

يتعلق عملنا ، كجزء من مشروع درجة الماجستير في الجيوتقنية ، بدراسة الانهيار الأرضي في مدينة عين تركي. حدث الانزلاق الارضي عندما بدأ مشروع الخاص بهذا الأخير.

تحتوي الأطروحة على لمحة عامة عن منطقة الموقع ، وتحليل وتفسير الدراسة الجيوتقنية التي تم إجراؤها ، بالإضافة إلى تشخيص وأسباب الانهيار الأرضي. على أساس كل هذا ، توصلنا إلى حل خاص بنا.

لإجراء جميع حسابات معامل الثبات؛ مما سمح لنا بإجراء هذه الدراسة ، لاحظ أننا اعتمدنا على برنامج (Talren4).

الكلمات المفتاحية: الانهيار الأرضي، الدعم، عامل الأمان ، التركيب الجيولوجي ، برنامج (Talren4)

Abstract.

Landslides are considered one of the most serious dangers to which humans are exposed; they are also common in northern Algeria, especially in the province of Ain defla, due to the geomorphological structure of the land.

Our work, as part of this master's degree project in geotechnical engineering, concerns a study of the landslide in the city of Ain Turki. Slip occurred when the latter's avoidance project got underway.

The thesis contains an overview of the site region, the analysis and interpretation of the geotechnical study carried out, as well as the diagnosis and causes of the landslide. On the basis of all this, we came up with a solution, specific to us.

Note that we relied on the Talren4 program to do all the stability calculations; which allowed us to carry out this study.

Keywords: Landslide, support, safety factor, geological structure, Talren4 program.

Remerciement

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier Allah le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur Dr.ZERARKA , pour ses précieux conseils et son aide durant toute la période de ce travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs remarques et évaluations.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A mes chers parents qui, sans leur soutien indéfectible, il n'aurait jamais été possible de le réaliser. Ce sont mes parents, qui m'ont donné constamment l'amour nécessaire pour que je puisse atteindre le stade où je suis aujourd'hui. J'espère qu'Allah les protège.

A mes frères et sœurs qui ont été le meilleur soutien pour moi et à tous les membres de ma famille qui m'ont encouragé.

A tous mes amis, en particulier les étudiants de géotechnique de la promotion 2020/2021, à qui je souhaite toute la réussite dans leur carrière.

A mon collègue BENAMIROUCHE YACER, qui a participé avec moi à l'achèvement de ce projet de fin d'études.

BOUHAFER DJAMEL

Dédicace

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale	01
CHAPITRE I: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES GLISSEMENTS DES TERRAINS	
I.1 INTRODUCTION.....	15
I.2. QU'EST-CE QU'UN MOUVEMENT DE TERRAIN ?.....	15
I.2.1. Les conséquences sur les biens et l'environnement.....	15
I.2.2. Les circonstances dans lesquelles on peut rencontrer des glissements.....	16
I.3. DIFFERENT TYPES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS.....	17
I.3.1. Les effondrements et affaissements.....	17
I.3.2. Les tassements par retrait	18
I.3.3. Les éboulements, les chutes de blocs et de pierres.....	19
I.3.4. Les glissements, coulées de boue associées et fluages.....	21
I.4. LES GLISSEMENTS DE TERRAINS.....	23
I.4.1. Définition des glissements de terrain.....	23
I.4.2. Différents types du glissement de terrains.....	24
I.5. LES CAUSES EVENTUELLES DES GLISSEMENTS.....	27
I.5.1. Causes mécaniques.....	28
I.5.2. Causes géométriques.....	28
I.5.3. Causes hydrauliques.....	28
I.6. METHODOLOGIE DE L'ETUDE DE GLISSEMENT.....	28
I.6.1. Reconnaissance préliminaire et études géotechniques	28
I.6.2. Repérage topographique de la zone instable	29
I.6.3. Etude géologique et géomorphologique.....	29
I.6.4. Etude hydrogéologique et hydrogéologie.....	29
I.6.5. Campagne d'investigation.....	30
I.6.6. Les sondages.....	30
I.6.7. Détermination des paramètres géotechniques.....	31
I.7. METHODES DE CALCUL ET D'ANALYSE DE STABILITE AU GLISSEMENT	31
I.7.1. Notions sur la résistance au cisaillement du sol.....	31
I.7.2. Définition de coefficient de sécurité F_S	32
I.7.3. Méthodes d'analyse de la stabilité	34
I.8. Choix de la méthode:.....	37

I.9.Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite	37
I.10.Les méthodes de confortement des glissements de terrain	38
I.10.1.Mur de soutènement en béton armée	39
I.10.2 Tirants d'ancrages	39
I.10.3. Les murs en gabions grillagés	40
I.10.4.Parois avec tirants d'ancrages	41
I.11.CONCLUSION	41

CHAPITRE II: RECONNAISSANCE PRELIMINAIRE DU SITE

II.1.Introduction.....	42
II.2. localisation générale.....	42
II.2.1. présentation de la wilaya.....	42
II.2.2. Zone d'étude.....	42
II.3. Contexte géologique.....	43
II.3.1 .Stratigraphie et lithologie de la région.....	43
II.3.2 : Tectonique.....	43
II.3.3 .Hydrogéologie.....	44
II.4 . Climat de la région.....	44
II.5. Sismicité.....	45
II.6. Description du glissement.....	46
II.6.1. Chronologie des évènements.....	46
II.6.2 Les cause de glissement.....	47
II.7. Programme de la reconnaissance géotechnique.....	48
II.8. Résultats de la reconnaissance géotechnique.....	49
II.8.1- Sondages carottés.....	49
II.8.2 : Levés piézométriques.....	58
II.8.3.Résultats des essais mécaniques.....	60
II.8.4 : Résultats des analyses chimiques.....	62
II.8.5 : Essais de pénétromètre dynamique.....	64
II.8.5.1 : Rappel de l'essai.....	64
II.8.5.2. Résultats détaillés des essais réalisées.....	65

II.8.6. Interprétation des résultats d'étude géotechnique.....	69
II.8.7. l'étude de l'homogénéité des caractéristiques.....	70
II.9. Conclusion.....	73

CHAPITRE III: ETUDE DE LA STABILITE

III.1. Introduction.....	74
III.2. Analyse de stabilité au glissement à l'aide du logiciel Talren 4.....	74
III.2.1. Présentation du logiciel.....	74
III.2.2. Modélisation par Talren 4.....	75
III.2.3. Présentation de l'étude.....	75
III.3. ETUDE DE STABILITE.....	76
III.3.1. Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN4 zone 1.....	76
III.3.2. Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN zone 2.....	82
III.3.3. Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN4 zone 3.....	85
III.4. Interprétation des résultats de coefficient de sécurité.....	88
III.5. Conclusion.....	89

CHAPITRE IV: ETUDE DE LA CONFERTEMENT

IV.1. Introduction.....	90
IV.2. Recherche d'une solution confortative.....	90
IV.3. Choix d'ouvrages de soutènement.....	90
IV.3.1 Confortement par des parois moulées.....	90
IV.4 .Vérification avec logiciel Talren 4	92
IV.4.1. Zone 1 (profile A1)	92
IV.4.2.Zone 1 (profile B1).....	93
IV.4.3.Zone 3	94
IV.5. Recommandations et suggestions pour la réalisation	95
IV.6. Conclusion	96
Conclusion générale.....	97

Références

Annexes

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau 1 : Classification des glissements selon la vitesse de déplacement des matériaux.....	24
Tableau 2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.....	24
Tableau 3 : Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité.....	34
Tableau 4 : Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.....	38

Chapitre II

Tableau II.1 : coefficient d'accélération A.....	45
Tableau II.2 : résultats des essais aux laboratoires zone 1.....	50
Tableau II.3: Résultats des essais aux laboratoires de la Zone 2	54
Tableau II.4 : Résultats des essais aux laboratoires de la Zone 3.....	56
Tableau II.5 : les relevés piézométriques.....	59
Tableau II.6 : Résultats des essais mécaniques de la Zone 1	60
Tableau II.7 : Résultats des essais mécaniques Zone 2.....	61
Tableau II.8 : Résultats des essais mécaniques de la Zone 3.....	62
Tableau II.9 : Les résultats des analyses chimiques.....	62
Tableau II.10: Les résultats des essais chimiques sur l'eau.....	63
Tableau II.11 : Résultats des essais PDL01 jusqu'à PDL03.....	65
Tableau II.12: Résultats des essais PDL11 jusqu'à PDL13.....	66
Tableau II.13 : Résultats des essais PDL24 jusqu'à PDL26.....	66
Tableau II.14 : Résultats des essais PDL07 et PDL08.....	66
Tableau II.15 : Résultats des essais PDL04 jusqu'à PDL06.....	67
Tableau II.16 : Résultats des essais PDL14 jusqu'à PDL17.....	67
Tableau II.17 : Résultats des essais PDL27 jusqu'à PDL30.....	68
Tableau II.18 : Résultats des essais PDL20 jusqu'à PDL23.....	68
Tableau II.19 : Résultats des essais PDL09 et PDL10.....	69
Tableau II.20 : les résultats de calculs pour la couche d'argiles.....	71
Tableau II.21 : les résultats de calculs pour la couche de marne argileuse.....	72
Tableau II.22 : les résultats de calculs pour la couche de marne calcaire.....	72

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.23 : les résultats de calculs pour la couche d'argile.....	73
Tableau II.24 : les résultats de calculs pour la couche marne argileuse.....	73
Tableau II.25 : les résultats de calculs pour la couche marne calcaire.....	73

Chapitre III

Tableau III.1 : Les données et les résultats du Talren 4.....	74
Tableau III.2: Cordonnées de la nappe phréatique zone1 (profil A1).....	77
Tableau III.3 : Les caractéristiques géomécaniques zone1 (profil A1).....	77
Tableau III.4: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN zone1 (profil A1).....	79
Tableau III.5: Cordonnées de la nappe phréatique zone1 (profil B1).....	80
Tableau III.6 : Les caractéristiques géomécaniques zone1 (profil B1).....	80
Tableau III.7: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN4 zone1 (profil B1).....	82
Tableau III.8: Cordonnées de la nappe phréatique zone2	83
Tableau III.9 : Les caractéristiques géomécaniques zone2.....	83
Tableau III.10: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN4 zone2.....	85
Tableau III.11: Cordonnées de la nappe phréatique zone2.....	86
Tableau III.12 : Les caractéristiques géomécaniques zone2.....	86
Tableau III.13: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN4 zone2.....	88

Chapitre IV

Tableau IV..5 : les données de la paroi moulée ZONE 1 (profil A1).....	92
Tableau IV.6 : les données de la paroi moulée ZONE 1 (profil B1).....	93
Tableau IV.3 : les données de la paroi moulée ZONE 3.....	94

LISTES DES FIGURES

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1: phénomène de glissement de terrain.....	15
Figure I.2 : représente l'effondrement des cavités souterraines.....	17
Figure I.3 : représente les phénomènes de retrait et de gonflement dans le Sol.....	18
Figure I.4 : représente un éboulement.....	20
Figure I.5 : représente un glissement de terrain.....	21
Figure I.5 : le phénomène de fluage.....	21
Figure I.6 : Coulées boueuses.....	22
Figure I.7 : Quand la terre se dérobe, le glissement de terrain.....	23
Figure I.8 : glissement plan.....	25
Figure I.9 : rupture selon des plans de cisaillement rectilignes.....	25
Figure I.10 : Glissement rotationnel.....	26
Figure I.11 : Glissement rotationnel simple.....	26
Figure I.12 : Glissement rotationnel complexe.....	27
Figure I.13 : rupture selon des plans de cisaillement circulaires.....	27
Figure I.14 : Courbe intrinsèque d'un sol (représentation de Mohr).....	32
Figure I.16 : Rupture plane.....	35
Figure I.17 : mur de soutènement.....	39
Figure I.18 : tirant d'ancrage.....	40
Figure I.19 : murs en gabion.....	40
Figure I.20: Mur à paroi tirantée (Boumerdes ,2012).....	41

CHAPITRE II

Figure II.1: Localisation de la wilaya de Ain defla à l'échelle Nationale.....	42
Figure II.2: la vue satellitaire « google earth ».....	43
Figure II.3 : extrait de la carte géologique de Miliana.....	44
Figure II.4 : la carte climatique de l'Algérie.....	45
Figure II.5 : cartes de zonage sismique de l'Algérie.....	46
Figure II.6: Photo de la niche d'arrachement.....	46
Figure II.7: les fissures.....	47
Figure II.8 : la niche d'arrachement (zone 1).....	47
Figure II.9 : la répartition des sondages carottés dans les trois zones.....	48

LISTES DES FIGURES

Figure II.10 : Profils lithologiques du sol par les sondages carottés.....	58
Figure II.11: Diapositive des piézomètres.....	59
Figure II.12: pénétromètre dynamique lourd.....	64

CHAPITRE III

Figure III.1 :Description général du projet.....	75
Figure III.2: exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées).....	76
Figure III.3: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone1 (profil A1).....	77
Figure III.4: Facture de sécurité par la Méthode de Bishop zone1 (profil A1).....	78
Figure III.5: Facture de sécurité par la Méthode de Fellenius zone1 (profil A1).....	79
Figure III.6: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone1 (profil B1).....	80
Figure III.7: Facture de sécurité par la Méthode de Bishop zone1 (profil B1).....	81
Figure III.8: Facture de sécurité par la Méthode de Fellenius zone1 (profil B1).....	82
Figure III.9: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone2.....	83
Figure III.10: Facture de sécurité par la Méthode de Bishop zone2.....	84
Figure III.11 Facture de sécurité par la Méthode de Fellenius zone2.....	85
Figure III.12: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone3.....	86
Figure III.13: Facture de sécurité par la Méthode de Bishop zone3.....	87
Figure III.14: Facture de sécurité par la Méthode de Fellenius zone.....	88

CHAPITRE IV

Figure IV.1: Les étapes de réalisation d'une paroi moulée.....	91
Figure IV.2: position de paroi moulée zone 1.....	91
Figure IV.3 : position de paroi moulée zone 3.....	92
Figure IV.4 : Coefficient de sécurité après le confortement.....	93
Figure IV.5: Coefficient de sécurité après le confortement.....	94
Figure IV.6: Coefficient de sécurité après le confortement.....	95

Liste des symboles

C : la cohésion

C' :Cohésion drainée à long terme

σ : la contrainte normale

φ : angle de frottement

F_s : Le coefficient de sécurité,

τ_{\max} : résistance au cisaillement du sol

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface

W : Poids de la tranche

E : Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche
 T : Force d'inter tranché verticale de cisaillement entre les tranches
 σ : Force normale sur le fond de la tranche

τ : Force de cisaillement sur le fond de la tranche

μ : La pression de l'eau interstitielle

c' : la cohésion effective

φ' : l'angle de frottement effective

RPA: Régalement parasismique

Introduction générale :

Les glissements de terrain constituent la classe la plus répandue des phénomènes naturels et la plus étudiée du point de vue mécanique.

Le glissement de terrain est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique où une masse de terre descend sur une pente ; autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé.

Après la mise en mouvement, la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable ; ceci différencie le glissement de terrain de la coulée de boue ou de sable (qui n'ont pas de formes propres). Dans certains cas, des millions, voire des dizaines de millions de m³ peuvent être concernés, pouvant brutalement détruire des villages entiers. Ici, l'ingénieur intervient pour remédier à ce phénomène, afin de prévenir les pertes humaines ou matérielles et pour ce faire, les ingénieurs mènent des études permettant de proposer des solutions appropriées pour résoudre ce type de problème.

Le travail qui nous a été confié par BET travaux publique , siégée à jolie vue kouba Alger, consiste à une étude de stabilisation d'un glissement de terrain survenu sur le projet de la ville d'Ain Turki, dans la wilaya de Ain Defla.

Lorsque BET de réalisation s'est engagée dans la réalisation de ce projet, elle s'est heurtée au problème du sol fragile, sujet à de nombreux glissements. Il fallait alors trouver et proposer une solution appropriée à ce problème. Aussi, nous avons proposé une solution propre à nous.

Pour prendre en charge ce problème et proposer des solutions, nous avons partagé notre travail en deux parties : la première partie est une étude bibliographique sur les glissements de terrains, leurs types, leurs causes, leurs méthodes de calculs ainsi que les méthodes de confortement.

La deuxième partie a été consacré pour :

- La présentation du site et la description du glissement ;
- L'analyse et l'interprétation de l'étude géotechnique du site.
- Le calcul de stabilité.
- L'étude de confortement.

I.1. INTRODUCTION :

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les volumes en jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par ans) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).

I.2. QU'EST-CE QU'UN MOUVEMENT DE TERRAIN ?

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les volumes en jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour) voir figure I.1.

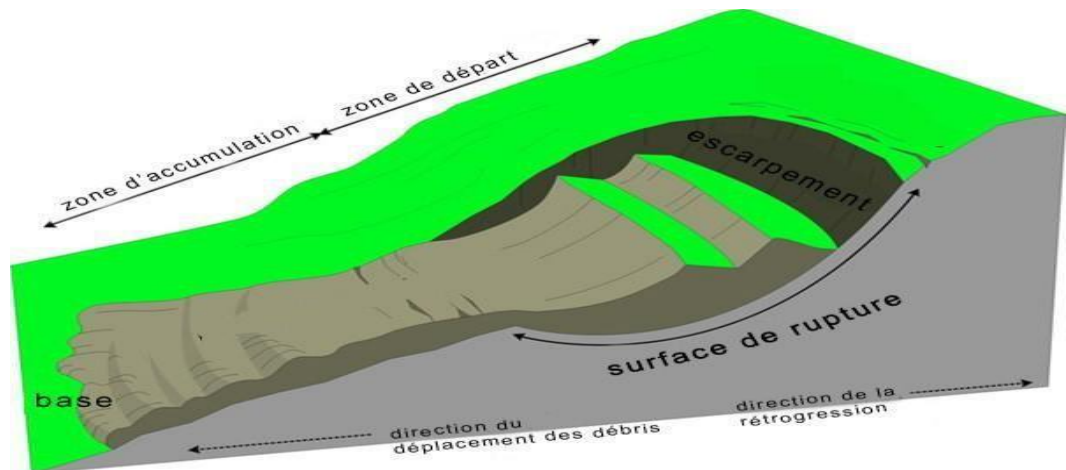


Figure I.1: phénomène de glissement de terrain

I.2.1. Les conséquences sur les biens et l'environnement :

Heureusement Les grands mouvements de terrain étant souvent peu rapides, donc les victimes sont peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles.

Les bâtiments, s'ils peuvent résister à des petits déplacements, subissent une fissuration intense en cas de déplacement de quelques centimètres seulement. Les désordres peuvent rapidement être tels que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie et que la démolition reste la seule solution.

Les mouvements de terrain rapides et discontinus (effondrement de cavités souterraines, écoulement et chutes de blocs, coulées boueuses), par leur caractère soudain, augmentent la vulnérabilité, plus particulièrement des personnes.

Ces mouvements de terrain ont des conséquences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication ...), allant de la dégradation à la ruine totale ils peuvent entraîner des pollutions induites lorsqu'ils concernent une usine chimique, une station d'épuration

Les éboulements et chutes de blocs peuvent entraîner un remodelage des paysages, par exemple l'obstruction d'une vallée par les matériaux déplacés engendrant la création d'une retenue d'eau pouvant rompre brusquement et entraîner une vague déferlante dans la vallée.

I.2.2. Les circonstances dans lesquelles on peut rencontrer des glissements :

Tout d'abord dans les pentes naturelles, les ruptures sont souvent liées à des problèmes d'écoulement d'eau ou d'érosion au pied du massif par une rivière ou par la mer, les questions de rupture à long terme s'y posent assez fréquemment.

On observe aussi des ruptures par glissement dans des nombreux ouvrages artificiels, les talus dressés dans un massif existant pour élargir une plate-forme ou pour ouvrir une tranchée et les talus résultant d'opération de remblai. Ce genre d'ouvrage se rencontre dans tous les travaux de terrassement qu'il s'agisse de l'aménagement d'une grande zone ou de la construction d'une ligne de chemin de fer ou d'une autoroute qui ne s'accommodent que de fiables pentes longitudinales et entraînent donc la réalisation des terrassements importants.

Les digues des canaux ou des aménagements hydro-électriques, les levées de défense contre les crues constituent une autre catégorie sujette aux ruptures par glissement, on y rencontre des problèmes d'infiltration ou d'érosion des berges.

Les grands barrages en terre et les retenues collinaires posent des problèmes tout à fait analogues parmi lesquels il faut citer en premier lieu le comportement des ouvrages lors des variations brutales du niveau des eaux, c'est-à-dire lors des vidanges rapides qui sont souvent à l'origine de sinistres spectaculaires.

Il faut citer aussi le cas des ouvrages de travaux publics, murs de soutènement, murs de quai fondés sur des couches plus ou moins molles et qui peuvent périr par rupture profonde s'ils sont soumis par exemple à des surcharges dans de mauvaises conditions. Ce type de rupture ressemble beaucoup plus aux glissements de talus qu'aux ruptures que l'on rencontre habituellement sous les fondations superficielles, c'est pourquoi il est normal de le signaler ici.

I.3. DIFFERENT TYPES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS :

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou des nappes aquifères, etc.).

En distingue plusieurs types de mouvement de terrain :

I.3.1. Les effondrements et affaissements :

a. Définition :

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement localisée dans une roche ou dans un sol voir figure I.2.

En surface, la descente du sol en direction du vide sous-jacent peut donc être brutale ou non. Le mouvement commence fréquemment par un fléchissement déterminant une dépression topographique à grand rayon de courbure, puis suivant l'importance de la cavité sous-jacente, il peut y avoir rupture et apparition d'une ouverture béante soit unique, on parle alors de fontis, soit généralisée.

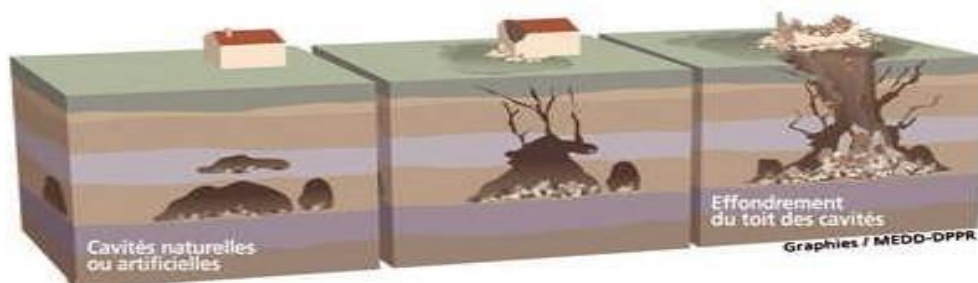


Figure I.2 : représente l'effondrement des cavités souterraines

b. Conditions d'apparitions :

Hormis le cas de cavités d'origine strictement minière, deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent. Il s'agit de disparition de matière soit par dissolution dans les calcaires et dans les gypses, c'est le phénomène de karstification (ouverture d'avens...), soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes à granularité étendue comme les alluvions, c'est le phénomène de suffusion.

c. Effets et conséquences :

Les effondrements brutaux peuvent entraîner la ruine des constructions et causer des victimes. En revanche, les affaissements à grand rayon de courbure, qui affectent les constructions et les ouvrages (fissuration), présentent rarement un danger pour l'homme. Il ne faut pas négliger les désordres provoqués par ces phénomènes sur les canalisations enterrées (une fuite d'eau induit en outre une accélération du processus).

Dans le cas des vides peu profonds, il est impératif de bien maîtriser toutes les infiltrations d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage), qui peuvent accélérer la dissolution ou affaiblir la résistance mécanique des matériaux.

I.3.2. Les tassements par retrait :**a. Définition :**

Le retrait par dessiccation des sols argileux lors d'une sécheresse prononcée et/ou durable produit des déformations de la surface du sol (tassements différentiels). Il peut être suivi de phénomènes de gonflement au fur et à mesure du rétablissement des conditions hydrogéologiques initiales ou plus rarement de phénomènes de fluage avec ramollissement voir figure I.3.

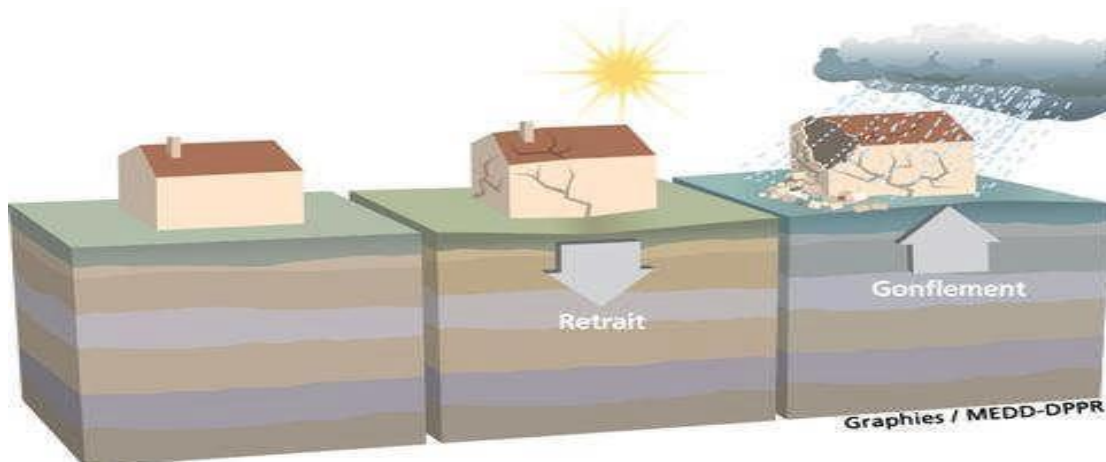


Figure I.3 : représente les phénomènes de retrait et de gonflement dans le Sol

b. Conditions d'apparitions :

La nature du sol est un élément prépondérant : les sols argileux sont a priori sensibles, mais en fait seuls certains types d'argiles donnent lieu à des variations de volume non négligeables. La présence d'arbres ou d'arbustes au voisinage de constructions constitue un facteur aggravant.

Une sécheresse durable, ou simplement la succession de plusieurs années déficitaires en eau, sont nécessaires pour voir apparaître ces phénomènes.

c. Effets et conséquences :

La lenteur et la faible amplitude des déformations rendent ces phénomènes sans danger pour l'homme, mais les dégâts aux constructions individuelles et ouvrages fondés superficiellement peuvent être très importants en cas de tassements différentiels.

I.3.3. Les éboulements, les chutes de blocs et de pierres :

a. Définition :

Les chutes de masses rocheuses sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux, résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grès, roches cristallines. Ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, glissement banc sur banc, à partir de falaises, escarpements rocheux, formations meubles à blocs (moraines par exemple), blocs provisoirement immobilisés dans une pente. Les blocs peuvent rouler et rebondir, puis se stabiliser dans une zone dite d'épandage. La trajectoire la plus fréquente suit en général la ligne de plus grande pente, mais on peut observer des trajectoires très obliques résultant notamment de la forme géométrique de certains blocs (plaque roulant sur la tranche) et de petites irrégularités du versant. Les distances parcourues sont fonction de la taille, de la forme et du volume des blocs éboulés, de la pente du versant, de la nature du sol, et de la densité de la végétation.

En ce qui concerne les éléments éboulés, on distingue (ces définitions correspondent approximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307):

- ❖ Les pierres, d'un volume inférieur à 1 dm³.
- ❖ Les blocs, d'un volume compris entre 1 dm³ et 1 m³.
- ❖ Les gros blocs, d'un volume supérieur à 1m³.

Suivant le volume total éboulé, on distingue (ces définitions correspondent approximativement à celles retenues par la norme NF P 95-307) :

- ❖ Les chutes de pierres ou de blocs, d'un volume total inférieur à la centaine de m³. - les éboulements en masse, d'un volume allant de quelques centaines à quelques centaines de milliers de m³.
- ❖ Les éboulements (ou écroulements) en grande masse, d'un volume supérieur au million de m³.

Certains éboulements de grande ampleur peuvent mobiliser des volumes de matériaux atteignant plusieurs dizaines de millions de m³ et semblent obéir à des lois de propagation

faisant intervenir des mécanismes complexes. Ces instabilités qui affectent une partie importante du versant peuvent bouleverser le relief de façon notable.

Leurs conséquences socio-économiques sont au moins régionales.

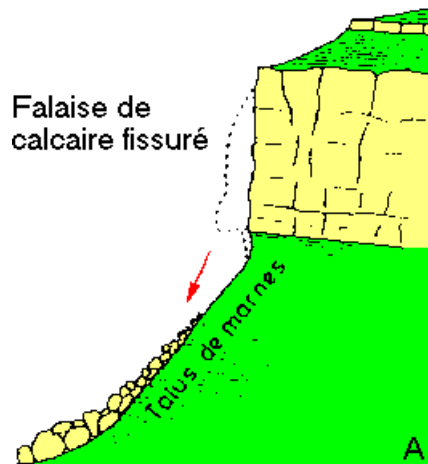


Figure I.4 : représente un éboulement

b. Conditions d'apparitions :

La densité, l'orientation des discontinuités, fracturation et stratification, la structure du massif rocheux et la présence de cavités constituent des facteurs de prédisposition à l'instabilité. La phase de préparation, caractérisée par l'altération et l'endommagement progressifs du matériau, et accompagnée de petites fractures difficiles à déceler, peut être longue.

Les principaux facteurs naturels déclenchant sont les pressions hydrostatiques dues à la pluviométrie et à la fonte des neiges, l'alternance gel/dégel, la croissance de la végétation, les secousses sismiques, l'affouillement ou le sapement du pied de la falaise.

c. Effets et conséquences :

Etant donné la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible de ces phénomènes, les instabilités rocheuses constituent des dangers pour les vies humaines, même pour de faibles volumes (chutes de pierres). Les chutes de blocs, et a fortiori les éboulements, peuvent causer des dommages importants aux structures pouvant aller jusqu'à leur ruine complète, d'autant plus que l'énergie (fonction de la masse et de la vitesse) des blocs est grande.

I.3.4. Les glissements, coulées de boue associées et fluages :

a. Définition :

Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables : de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant. Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain actifs : niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de rétention d'eau, etc.

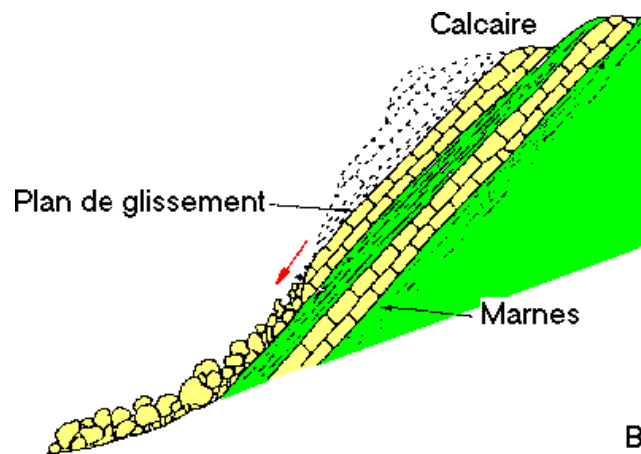


Figure I.5 : représente un glissement de terrain

Le **fluage** est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable.

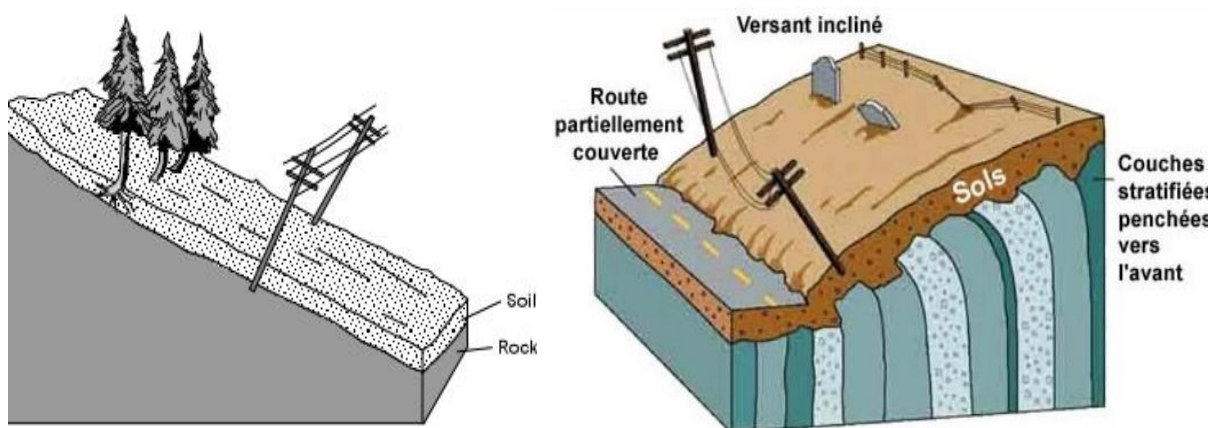


Figure I.6 : le phénomène de fluage.

La coulée de boue est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

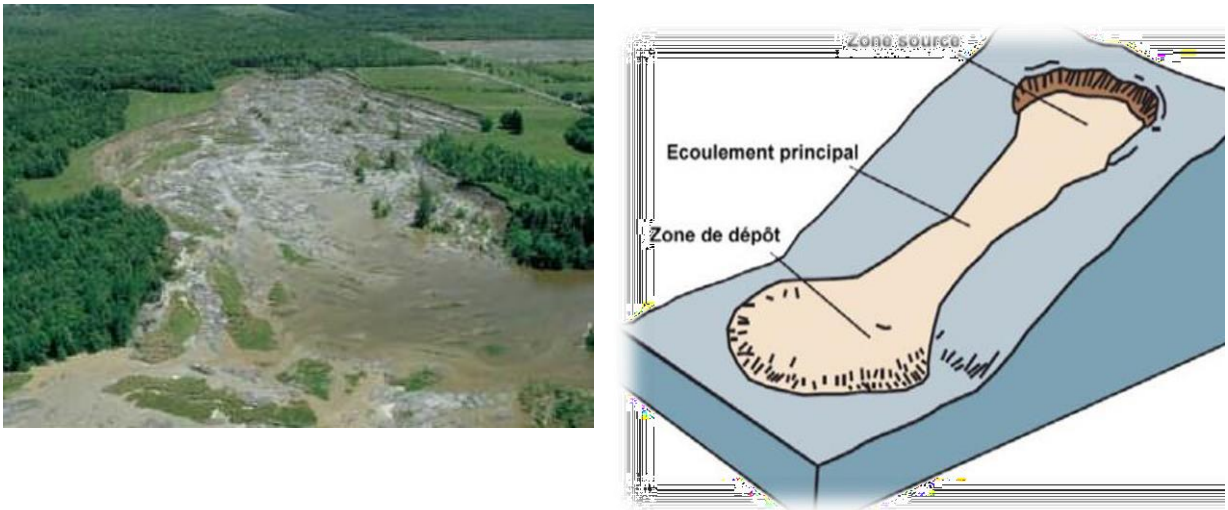


Figure I.7 : Coulées boueuses

b. Conditions d'apparitions :

Les conditions inhérentes au milieu morphologie du site, la pente topographique. Les matériaux affectés sont très divers et peuvent concerner soit le substratum rocheux (roche marneuse ou schisteuse, roche extrêmement fracturée, lentille d'argile molassiques...), soit les formations superficielles (colluvions fines, moraines argileuses, couverture d'altération, produits résiduels argileux, des marnes et des calcaires marneux...).

Les facteurs déclenchant qui peuvent être : d'origine naturelle (fortes pluies, fonte des neiges qui entraînent une augmentation des pressions interstitielles, affouillement des berges, effondrement de cavités sous-minant le versant, ou séisme, etc.), ou d'origine anthropique suite à des travaux (surcharge en tête d'un talus ou d'un versant déjà instable, décharge en pied supprimant une butée stabilisatrice, rejets d'eau, certaines pratiques culturelles, déboisement, etc.).

c. Effets et conséquences :

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions. Dans certains cas, ils peuvent provoquer leur ruine complète (formation d'une niche d'arrachement d'ampleur pluviométrique, poussée des terres incompatibles avec la résistance mécanique de la structure).

L'expérience montre que les accidents des personnes dus aux glissements et coulées sont peu fréquents, mais possibles (cas d'un phénomène relativement rapide et/ou survenant de nuit, comme par exemple à la Salle en Beaumont en Isère en Janvier 1994 : 4 morts).

Les fluages peuvent provoquer des dégâts mineurs aux constructions.

I.4. LES GLISSEMENTS DE TERRAINS :

I.4.1. Définition des glissements de terrain :

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

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols. dont la morphologie est décrite par le schéma de la figure I.8.

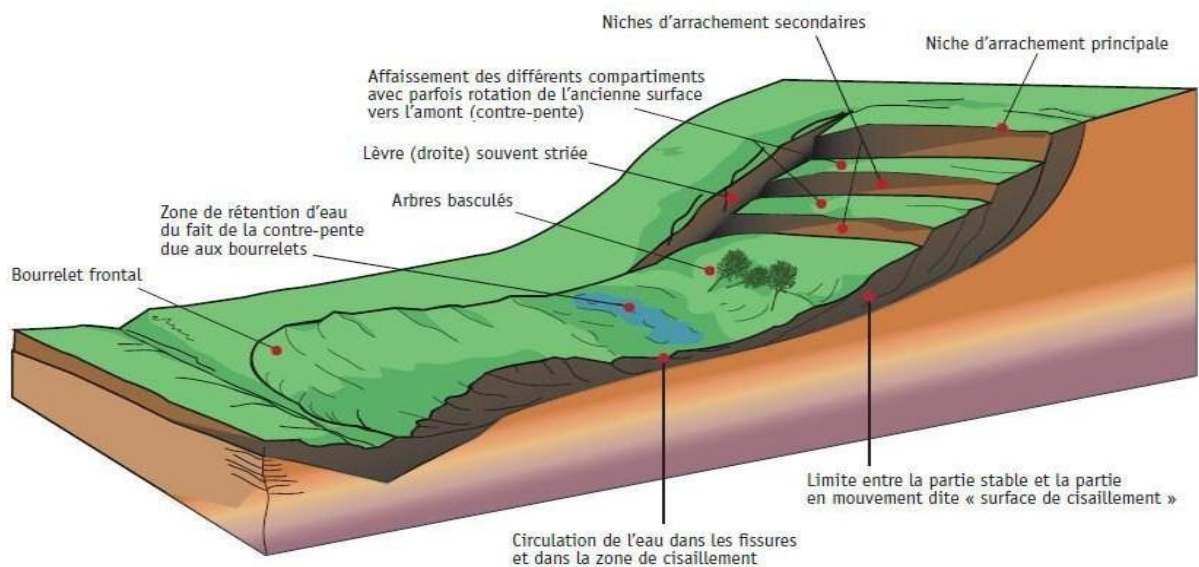


Figure I.8 : Quand la terre se dérobe, le glissement de terrain

Un glissement de terrain peut arriver très vite mais aussi très progressivement. Voir le tableau 1.

Tableau I.1 : Classification des glissements selon la vitesse de déplacement des matériaux

Glissement	Vitesse de déplacement des matériaux
Très lent	1 mm à 12 mm / ans
Lent	1 mm à 50 mm / mois
Moyen	1.5 mm à 100 mm / jour
Rapide	4 mm à 10 m / heure
Très rapide	3 m à 10 m / seconde

Il est important de préciser que la masse ne se déplace pas en un seul bloc, mais qu'il existe souvent des volumes se déplaçant à des vitesses différentes, ses volumes sont limités par des fissures généralement visibles en surface

Tableau I.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0 -2cm/ans
Peu actif, lent	2 -10cm/ans
Actif (ou lent avec phase rapides)	> 10cm/ans

I.4.2. Différents types du glissement de terrains :

Les sols pulvérulents ayant une structure à grains unique, la résistance au cisaillement y est assurée par le frottement et l'enchevêtrement, chaque particule doit donc être en équilibre pour que le talus soit complètement stable.

Au contraire, dans les sols cohérents, la cohésion fait que les ruptures ne surviennent pas en surface, par cisaillement des couches superficielles comme dans les sols pulvérulents, elles se produisent plutôt par glissement selon des plans de cisaillement dont l'emplacement, la configuration, la forme et la position dans le dépôt ne sont pas connus. Ces glissements de terrain peuvent suivre des plans de cisaillement rectilignes, circulaires ou aléatoires.

En distingue plusieurs types de glissement :

I.4.2.1 . Glissement plan :

La ligne de rupture suite une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent d'ailleurs l'action de l'eau, une telle couche est appelée couche savon.

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectilignes peuvent adopter différentes positions.

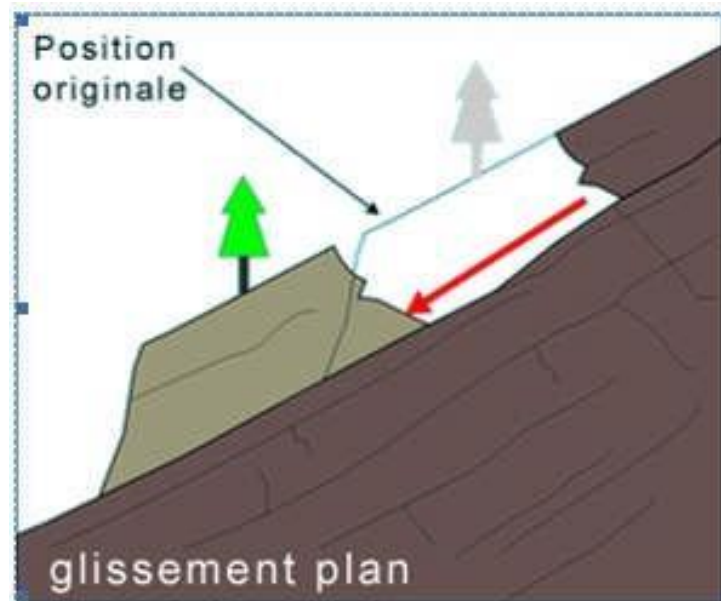
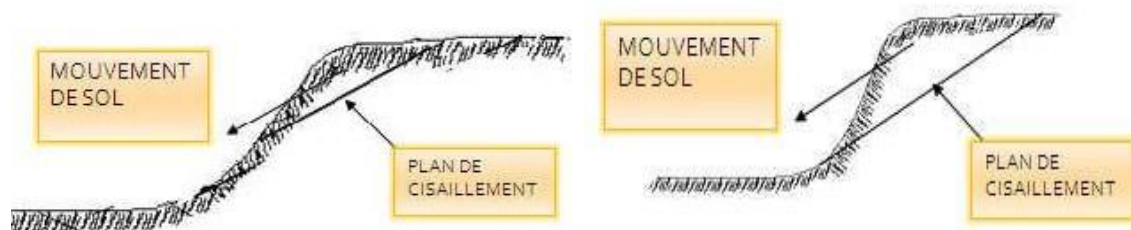


Figure I.9 : glissement plan

Il peut y avoir glissement à flac de talus ou au pied du talus



Glissement à flac de talus

Glissement au pied du talus

Figure I.10 : rupture selon des plans de cisaillement rectilignes

I.4.2.2 . Glissement rotationnel :

Déplacement en masse, lent, de sols cohérents (marnes ou argiles) le long d'une surface de cisaillement curviligne, il se produit en particulier en terrains meubles, ou dans les roches homogènes à faible cohésion le long d'une surface ayant l'allure générale d'une cuillère sphérique.

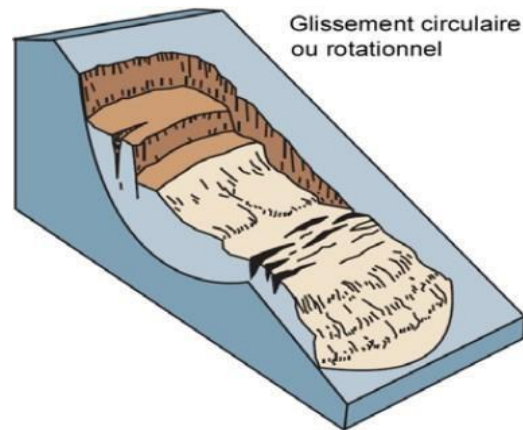


Figure I.11 : Glissement rotationnel

I.4.2.3 . Glissement rotationnel simple :

C'est le type de glissement le plus courant, La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre dans la plupart des cas. Les figures suivantes représentent un tel glissement.

On distingue en tête des fissures détraction : un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement, à la base un bourrelet formé par des matières glissées.

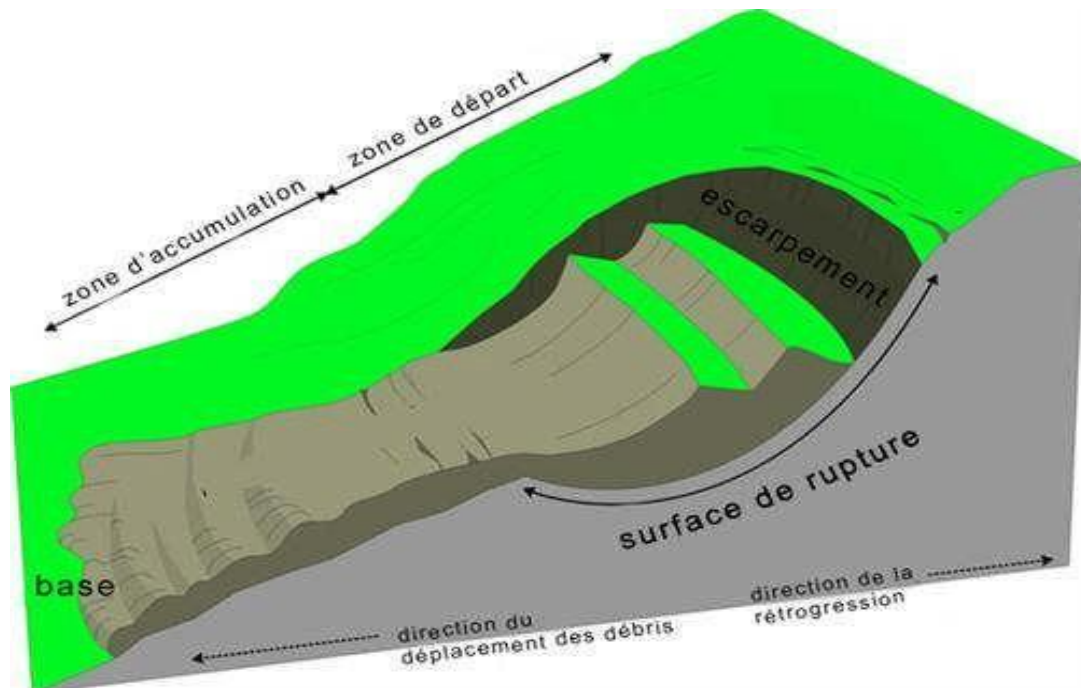


Figure I.12 : Glissement rotationnel simple

I.4.2.4 . Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissements multiples (emboîtés) les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs vers l'amont.

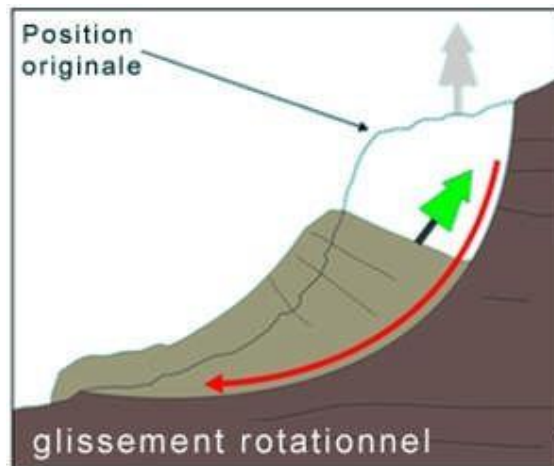


Figure I.13 : Glissement rotationnel complexe

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectilignes sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flac de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus. Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de position.

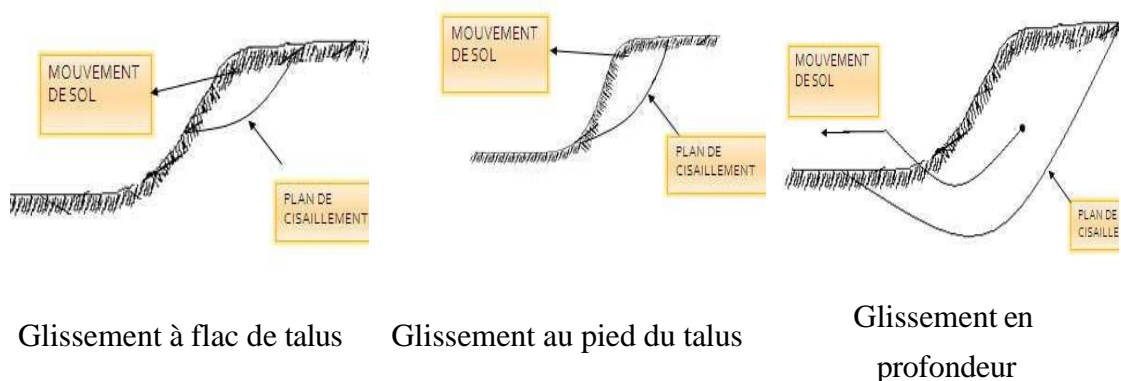


Figure I.14 : rupture selon des plans de cisaillement circulaires

I.5.LES CAUSES EVENTUELLES DES GLISSEMENTS :

Le glissement de terrain peut se déclencher suite à différentes causes concomitantes. Ces causes sont soit naturelles telle qu'une forte pluie, l'érosion d'une berge, ou un séisme, soit artificielles due à l'activité humaine comme les travaux de terrassement et la déforestation. Les causes déclenchant un glissement peuvent être classées en trois catégories.

I.5.1. Causes mécaniques :

Cette catégorie comporte les facteurs causant une augmentation des contraintes dans le sol tel qu'une surcharge provenant d'un nouvel ouvrage, de la neige ou de l'eau, ou l'augmentation du poids volumique due à l'augmentation de la teneur en eau, ou les facteurs réduisant la résistance au cisaillement du sol, tels que la diminution de la cohésion de l'argile, l'augmentation des pressions interstitielles.

I.5.2. Causes géométriques :

Elles comportent les facteurs modifiant la géométrie du terrain, définie principalement par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à l'horizontal, notamment dans les travaux de terrassement (déblaiement, remblaiement).

I.5.3. Causes hydrauliques :

On estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique. Le mouvement de la nappe modifie l'équilibre initial des efforts internes dans le sol, ce qui se répercute sur la résistance de cisaillement, sachant qu'elle est proportionnelle à la contrainte normale effective.

I.6. METHODOLOGIE DE L'ETUDE DE GLISSEMENT :

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

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

I.6.1. Reconnaissance préliminaire et études géotechniques :

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

I.6.2. Repérage topographique de la zone instable :

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

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

I.6.3. Etude géologique et géomorphologique :

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

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

I.6.4. Etude hydrogéologique et hydrogéologie :

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

- a) Pluviométrie de la région : On peut repérer les concentrations anormales, voire exceptionnelles, qui peuvent coïncider avec le déclenchement ou la reprise des glissements étudiés.
- b) Hydrologie de surface : Il s'agit d'estimer l'importance relative de l'infiltration et du ruissellement et de définir les conditions d'écoulement des eaux sauvages, et de repérer les zones d'écoulement préférentiel et les zones d'infiltration des eaux de surface dans la masse de terrain : zones à fortes perméabilité, fissures ouvertes etc...
- c) Hydrologie du site : L'étude hydrogéologique définit la position des nappes et la nature des formations aquifères à partir des données géologiques, et des relevés piézométriques.

I.6.5. Compagne d'investigation :

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

I.6.6. Les sondages :

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

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

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

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

I.6.7. Détermination des paramètres géotechniques :

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

a) Les essais en laboratoire :

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

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

b) Les essais in situ :

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

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

I.7. METHODES DE CALCUL ET D'ANALYSE DE STABILITE AU GLISSEMENT :

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

I.7.1. Notions sur la résistance au cisaillement du sol :

Au moment de la rupture, les contraintes de cisaillement τ le long de la surface de rupture atteignent la résistance au cisaillement maximum (τ_{ult}) que le sol peut supporter sous une contrainte normale σ .

Les grains du sol glissent les uns par rapport aux autres le long de la surface de rupture, et ils ne s'écrasent pas.

-Critère de Mohr-Coulomb : L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr (τ, σ) est assimilée à une droite d'ordonnée c à l'origine O (cohésion) et de pente ϕ (angle de frottement), exprimée par la relation linéaire $\tau=c +\sigma \tan \phi$, appelé la loi de coulomb voir figure I.15.

Avec :

$$\sin \phi = (\sigma_1 - \sigma_3) / (2k + \sigma_1 + \sigma_3)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2k \sin \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi$$

$$K = c \cot \phi$$

C : la cohésion

σ : la contrainte normale.

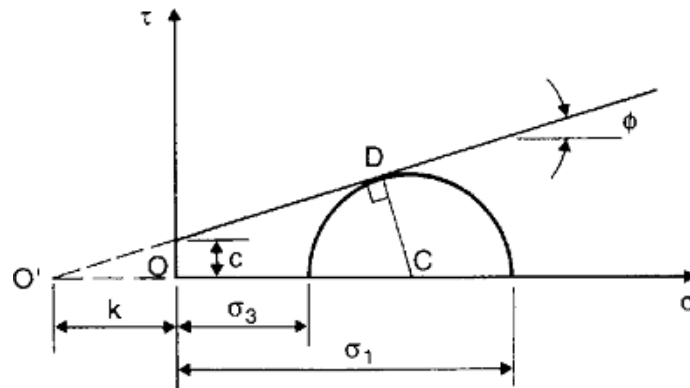


Figure I.15 : Courbe d'un sol (représentation de Mohr).

I.7.2. Définition de coefficient de sécurité F_s :

Le coefficient de sécurité, F_s , est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme :

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

$F_s = 1$: les terrains sont en équilibre critique.

$F_s > 1$: les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement).

$F_s < 1$: les terrains sont instables (il y a glissement).

Où :

τ_{\max} : Résistance au cisaillement du sol ;

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{F_s}$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb, Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte totale, l'équation est écrite comme :

$$\tau = \frac{C + \sigma \tan \varphi}{F_s}$$

Où :

$$\tau = \frac{C}{F_c} + \frac{\sigma \tan \varphi}{F_s}$$

Où c et \varnothing sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{C' + (\sigma - \mu) \tan \varphi'}{F_s}$$

Où c' et φ' sont représentés les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle.

-Calcul du coefficient de sécurité :

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte une reconnaissance du site, le choix des caractéristiques mécaniques des sols (C et φ), un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (FS) par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit par différentes façons montrées au tableau ci-dessous :

Tableau I.3 : Différents exemples de définition d'un facteur de sécurité.

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F_s = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	par exemple : H / H_{\max}

I.7.3. Méthodes d'analyse de la stabilité :

I.7.3.1 . Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite.

$$F = \frac{\tau_{\text{lim}}}{T} = \frac{C' + \sigma' \tan \varphi'}{\tau}$$

Donc :

τ_{lim} : désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point.

τ : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F = 1$, il y a rupture locale.

I.7.3.2. Méthodes de calcul à la rupture :

Les calculs à la rupture sont des calculs dans lesquelles on suppose que lors d'un glissement de terrain, il y a séparation d'une masse mobile (A) du massif stable et sain (B) le long d'une surface de rupture (S).

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de F_s et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Les méthodes les plus connues sont données dans le tableau ci-après. Ce tableau montre les points de différence entre les méthodes de calcul vis-à-vis des hypothèses adoptées. Les méthodes non linéaires diffèrent essentiellement par les hypothèses faites sur les forces inter-tranches.

I.7.3.2.1 . Rupture plane :

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol fin reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions

normale et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que

$V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F = T_{max} / T$.

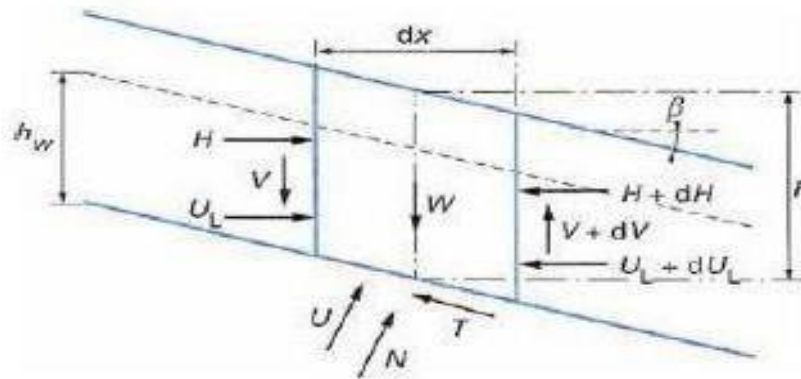


Figure I.16 : Rupture plane

I.7.3.2.2 . Calcul en rupture circulaire :

Dans le cas des ruptures circulaires, le coefficient de sécurité F est défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices.

I.7.3.2.2.1. Méthode des tranches :

La méthode par tranches est plus souple. Le talus est partagé en tranches verticales, l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs de et envisager les conditions du profil de talus.

I.7.3.2.2.1.1. Méthode de Fellenius :

Encore appelée méthode suédoise, Fellenius a fait l'hypothèse simplificatrice que les forces externes (horizontales et verticales) inter tranches s'équilibrent.

Définissons un facteur de sécurité globale de la zone concerné par le glissement. Le moment moteur dû au poids de la tranche et éventuellement des surcharges, et le moment résistant au glissement est dû à la résistance au cisaillement.

Le facteur de sécurité F peut être définie pour les N tranche étudiées par l'expression :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

I.7.3.2.2.1.2. Méthode de Bishop :

Il s'agit d'une méthode de calcul des glissements circulaire. Bishop a supposé que le facteur de sécurité soit constant le long de la surface de glissement, Quelle que soit la tranche considérée, seules les composantes horizontales des forces externes inter tranches s'équilibrent, D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n C_i l_i + \sum_{i=1}^n W_i \tan \varphi_i \right) / \sum_{i=1}^n m \alpha}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

D'où :

$$m \alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F} \right)$$

La valeur de F est calculée par itération successive. La première itération est faite en Adoptant, comme valeur de coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenius. La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius, l'écart peut atteindre 10%. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité.

I.7.3.2.2.2 Méthode d'analyse globale :

Cette méthode dite globale permet de déterminer le coefficient de sécurité dans le cas :

- D'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : g, c, v ;
- D'un talus de hauteur H faisant un angle α 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. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez)

I.7.3.3 Méthode de perturbation :

Cette méthode a l'avantage de traiter des surfaces de glissement aussi bien circulaire que non circulaire. En outre, elle vérifie toutes les équations de la statique.

L'hypothèse supplémentaire de cette méthode concerne la distribution de la contrainte normale le long de la surface de rupture celle-ci s'écrit :

$$\sigma = \sigma_0(\mathbf{x})(\lambda + \mu \mathbf{v})$$

σ est une valeur initial approché, prise généralement égale à $h \cos$, soit celle de la méthode de Fellenius.

λ et μ : sont deux inconnu à déterminer.

V : est le paramètre de perturbation, prés couramment égaux à tg

I.7.3.4. Méthode numériques :

On peut distinguer deux principales méthodes :

a. Méthode des éléments finis : qui permet de déterminer les efforts au sein d'un massif, développer des zones à l'état de rupture et donner le coefficient de sécurité moyen le long d'une surface arbitraire par sommation de la forme.

b. Méthodes aux différences finis : qui consiste à résoudre numériquement les équations d'équilibre et de comportement pour l'ensemble de l'ouvrage en sol renforcé.

L'intérêt de la méthode est de limiter par la connaissance relativement réduite de la loi de comportement réelle du sol et de l'état initial des contraintes dans le sol.

I.8. Choix de la méthode :

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est la forme de la surface de glissement :

En pratique, on considère trois types de ruptures :

-La rupture plane.

-La rupture circulaire.

-La rupture de forme quelconque.

Pour les ruptures planes les calculs sont très simples, des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilités. En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calcul font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et les coefficients de sécurité que l'on évalue sont donc différents. Des études comparatives ont montré que la méthode de bishop fournit des bons résultats.

I.9. Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite :

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau I.4 :Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses.

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus Recherchés
Une pente infinie	Etendue infinie ; La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente.	\sum Forces perpendiculaires à la pente. \sum Forces parallèles à la pente.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base.
Fellenius	La surface de rupture est circulaire. Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.	\sum moments par rapport au centre du cercle de glissement	Le coefficient de sécurité
Bishop	La surface de rupture est circulaire. Les forces sur les côtés 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) à la base de la surface de rupture.

I.10. Les méthodes de confortement des glissements de terrain :

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine : surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel.

Le choix de la solution de confortement doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

H. L'investissement consenti,

I. L'accessibilité du site,

J. La cinématique du glissement,

K. Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase des travaux,

L. La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation,

M. Les moyens en matériels et la technicité des entreprises Algériennes.

I.10.1. Mur de soutènement en béton armée :

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilevers, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle peu large.

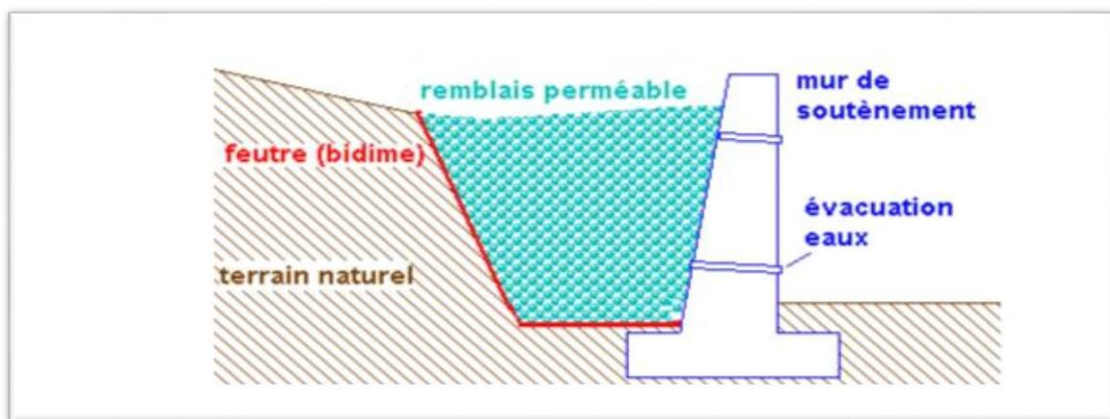


Figure I.17 : mur de soutènement

I.10.2 Tirants d'ancrages :

Les tirants d'ancrage précontraints sont des éléments de construction dont la fonction est de transmettre des efforts au sol, sol meuble ou rocher, par l'intermédiaire d'armatures actives. Ils comportent trois parties principales :

- la longueur de scellement qui transmet l'effort au sol à la profondeur définie par l'auteur du projet, elle ne doit pas être inférieure à 3 m ;
- la longueur libre qui permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension. Dans le but de limiter les pertes de force d'ancrage au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage, elle ne devrait pas être inférieure à 7 m ;
- la tête d'ancrage qui maintient le câble tendu et transmet l'effort du câble à la structure ancrée.

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.

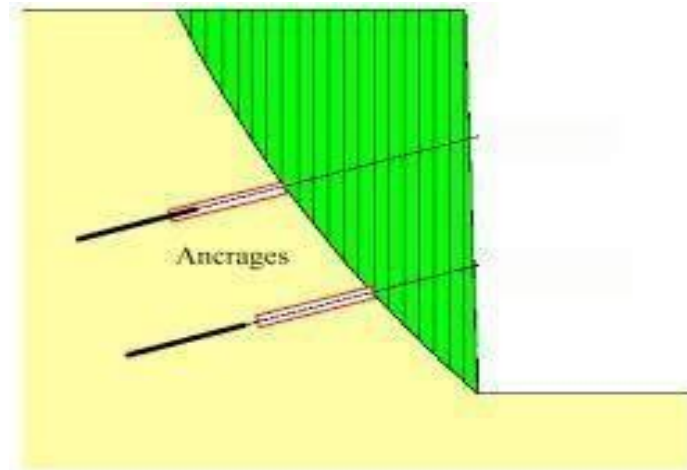


Figure I.18 : tirant d'ancrage

I.10.3. Les murs en gabions grillagés :

Le mur GABIONS est un ouvrage formé de paniers en treillis remplis de pierres et empilés les uns sur les autres.

Les gabions doivent être placés par rangs horizontaux concurremment à l'érection du remblai et la mise en place du géotextile. Le couvercle doit être solidement attaché au reste du gabion avec le fil à ligature ou les anneaux tout au long des extrémités et des diaphragmes. Toutes les arêtes horizontales de deux gabions adjacents doivent être ligaturées ensemble.

Cette méthode est utilisable surtout dans les Soutènements d'ouvrages, de chaussées, stabilisation de talus : qui consiste à utiliser le poids des gabions pour contrer la poussée du terrain.

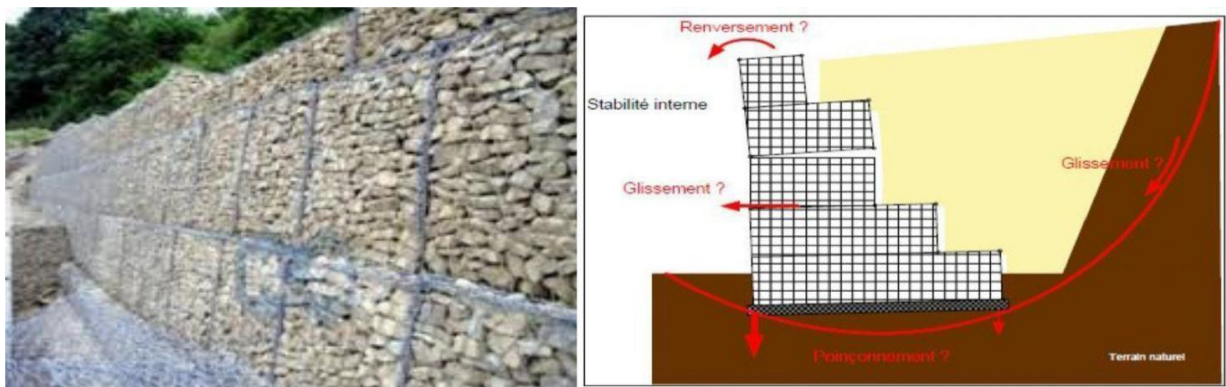


Figure I.19 : murs en gabion

I.10.4 Parois avec tirants d'ancrages :

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



Figures I.20: Mur à paroi tirantée (Boumerdes ,2012)

I.11. CONCLUSION :

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

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

On a présenté les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses. Toutes ces méthodes nous amènent au calcul du coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour l'évaluation de stabilité des pentes.

II.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à présenter le glissement de terrain qui s'est apparu sur le terrain en pente. En s'appuyant sur les données topographiques, géologiques climatologiques et hydrauliques du site, cette étude a pour but de connaître les causes probables de ce glissement et leur importance.

II.2. Localisation générale :

II.2.1. Présentation de la wilaya :

Le territoire de la wilaya d'Ain Defla s'étend sur une superficie de 4897 Km² et compte environ 771,890 habitants (Estimation 2008).

La wilaya est limitée par la wilaya de Tipaza au Nord, la wilaya de Tissemsilt au sud, la wilaya de Chlef à l'Ouest et la wilaya de Médéa et Blida à l'Est.



Figure II.1 : Localisation de la wilaya de Ain defla à l'échelle Nationale

II.2.2. Zone d'étude :

ain Turki est une commune de la province d'Ain Defla, en Algérie. Le village d'Ain al-Turki est situé près de la ville de Miliana, sur les pentes des monts Zakar, entre l'Atlas Belidi à l'est et les monts Dahra à l'ouest.

Le site a pour coordonnées géographiques :

Latitude : 36.3328

Longitude : 2.30139

La vue satellitaire « Google » suivante, présente la zone d'étude, voir la figure2.2 :

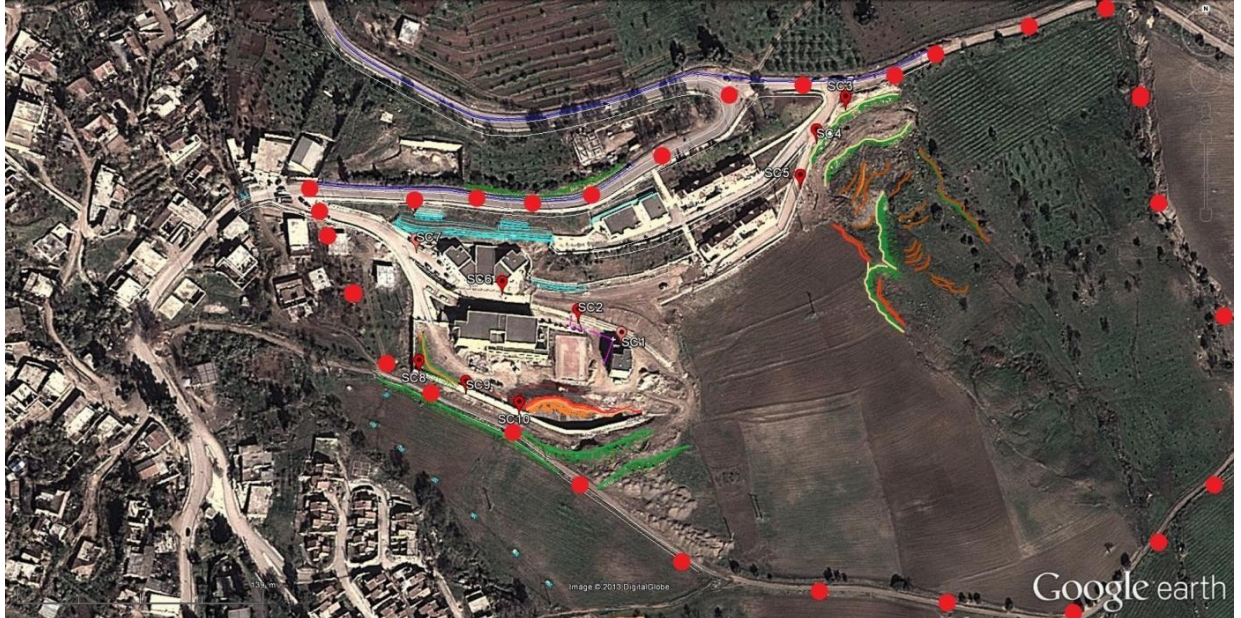


Figure II.2 : la vue satellitaire « google earth »

II.3. Contexte géologique :

II.3.1. Stratigraphie et lithologie de la région :

La région d'étude appartient au bassin néogène du Chellif, entouré d'une série de plateaux peu élevés qui s'étendent aux pieds des hauts massifs du Zaccar et de l'Ouarsenis.

Les dépôts du bassin du Chellif peuvent atteindre 3.000 à 4.000 m de puissance et sont synorogéniques. Sur le plan stratigraphique, on rencontre les terrains du socle Paléozoïque surmontés par les Mésozoïque et le Tertiaire.

II.3.2 : Tectonique :

La tectonique de la région est marquée par des structures plissées subméridiennes. Ces structures sont partagées en blocs à grand rejets verticaux. Les roches anciennes constituant les massifs de Zaccar, Doui et de Temoulga, sont les témoins d'une tectonique intense, liée à différentes phases de l'orogénèse alpine.

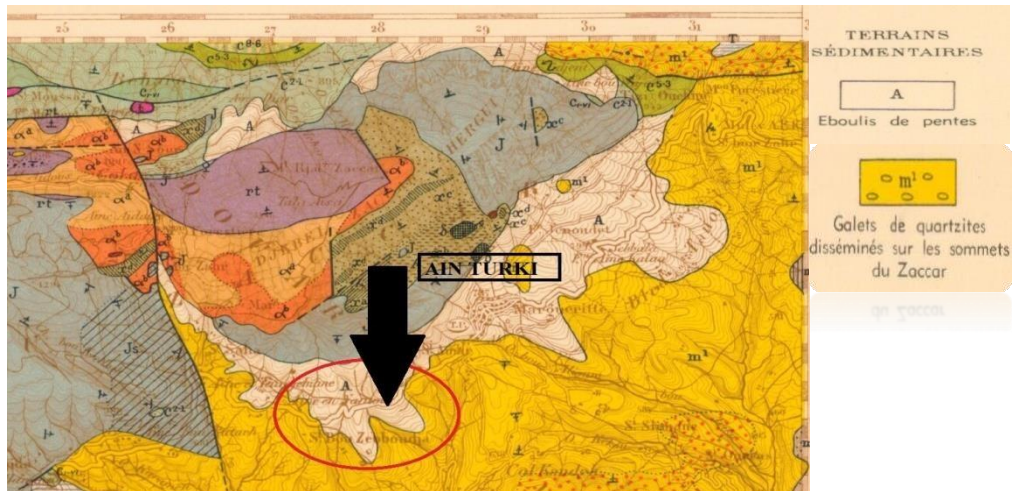


Figure II.3 : extrait de la carte géologique de Miliana

II.3.3. Hydrogéologie :

La région renferme principalement quatre nappes aquifères attribuées aux formations suivantes :

Calcaires jurassiques : cette nappe est la plus abondante et alimente la majeure partie des sources de la région.

Roche carbonatées du Crétacé : ces roches comprennent des couches aquifères de faible puissance et de débit insignifiant.

Calcaires et poudingues gréseux du Miocène : ils ne sont pas très alimentés en eau.

Sables et grès du pliocène : la puissance de cette nappe est très variable. Elle se situe au-dessous des alluvions de l'Oued-Chlef.

II.4. Climat de la région :

La région de Ain Defla, située sur la plaine de la Mitidja, est moyennement exposée à l'influence maritime, qui est affaiblie par la bande de la Ride du Sahel. Son climat est donc de type méditerranéen, caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers doux et pluvieux.

Il s'agit de la zone la plus humide d'Algérie, avec des précipitations annuelles variant entre 400 et 1000 mm d'eau. Les températures moyennes estivales et hivernales sont respectivement de 25°C et de 11°C.

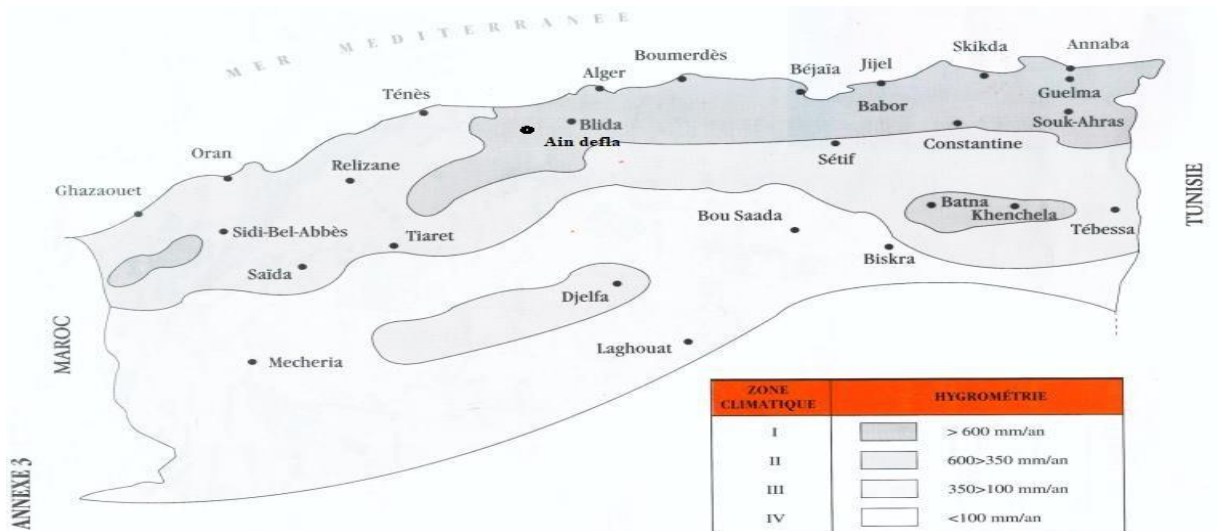


Figure II.4 : la carte climatique de l'Algérie

II.5. Sismicité :

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A) a établi des règles, qui sont fonction de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région, d'étude. Ces règles, qui ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdse, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques :

- **Zone 0** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zone IIa et IIb** : sismicité moyenne
- **Zone III** : forte sismicité.

Ces zonalités sont représentées sur la figure dessous « carte de zonage sismique ». Nous remarquons que le site étudié se trouve sur la zone **II b** de sismicité moyenne.

Le coefficient d'accélération « A » dans cette zone varie, d'après l'addenda 2003 au R.P.A. 99, de 0.14 et 0.30 selon le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau II.1 : coefficient d'accélération A

Groupe	Zone			
	I	II a	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.35
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

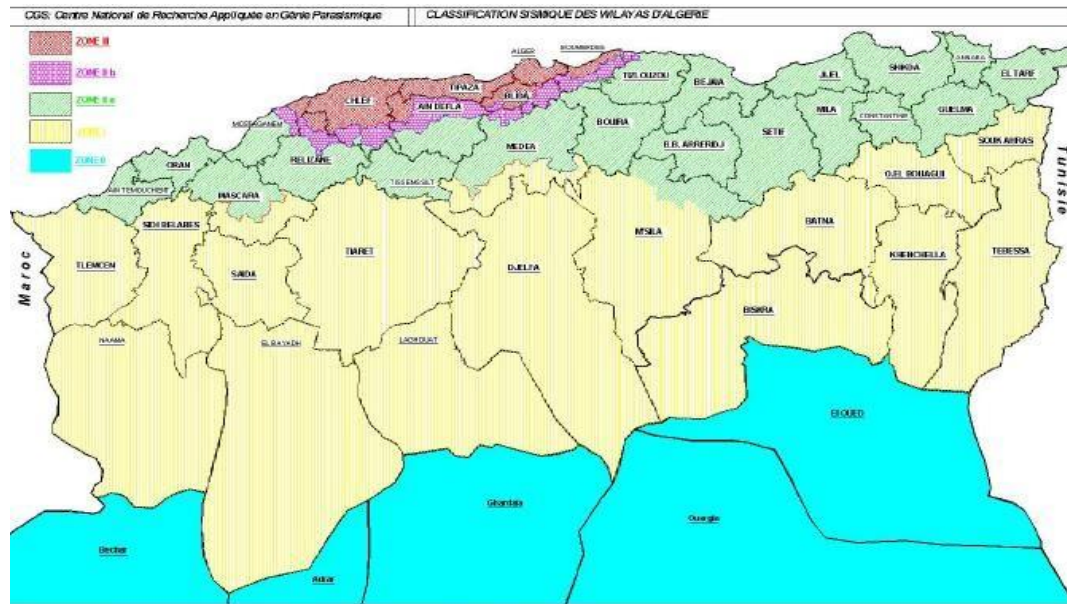


Figure II.5 : cartes de zonage sismique de l'Algérie

II.6. Description du glissement :

II.6.1. Chronologie des évènements :

A partir des photos présentées dessous, on a pu diagnostiquer les premières dégradations observées et d'apprécier leur évolution dans le temps, nous citons les principales constatations relevées sur la zone dégradée

- La partie glissée s'est décompressée.
- Apparition des fissures importantes le long du talus.
- Présence de nombreux escarpements et niches d'arrachement importantes.
- Effondrements soudains des masses rocheuses.

Les photos suivantes illustrent les observations relevées, notamment :



Figure II.6: Photo de la niche d'arrachement



Figure II.7: les fissures



Figure II.8 : la niche d'arrachement (zone 1)

II.6.2 Les cause de glissement :

Notez que les facteurs qui sont à l'origine de ce phénomène naturel, dont les principaux sont particulièrement :

- Les travaux d'excavation et de terrassement qui sont réalisés sur le site, ces derniers sont augmentés les forces motrices et sont modifient l'état de contrainte dans le sol et rendent le terrain instable.

- Le sens d'écoulement des eaux pluviométriques et leur infiltration qui favorisent le mouvement de terrains (glissement apparaît dans la saison hivernale).

II.7. Programme de la reconnaissance géotechnique :

Le programme des investigations géotechniques établi par le B.E.T à portée sur l'exécution de :

- Trente (30) essais de pénétromètre dynamique poussé jusqu'au refus.
- Vingt (20) sondages carottés de profondeur maximum 25 m.



Figure II.9 : la répartition des sondages carottés dans les trois zones

Observation : Tous les sondages carottés sont équipés de piézomètres.

- Lecture et suivi du niveau d'eau
- Essais au laboratoire : prélèvement des échantillons pour les essais suivants :
- **Essais physiques :** la densité sèche et la densité humide.
- **Essais d'identification :**
 - l'analyse granulométrique
 - les limites d'Atterberg
- **Essais mécaniques :**
 - l'essai de cisaillement rectiligne non drainé non consolidé (UU)
 - Essai de compression simple (RC)

- **Analyse chimique** : sur sol et échantillon d'eau

II.8. Résultats de la reconnaissance géotechnique :

II.8.1- Sondages carottés :

Les différents résultats des essais aux laboratoires réalisés sur des échantillons de différentes natures prélevées à partir des sondages carottés Sont exposés dans les tableaux récapitulatifs suivants.

Légende Wl : Limite de liquidité. Wp : Limite de plasticité. Ip : Indice de plasticité % < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2mm % < 80 μ : Pourcentage des passants inférieurs à 80 μ. ω : Teneur en eau. γ_h : Densité humide. γ_d : Densité sèche. S_r : Degré de saturation

Zone1 :

Tableau II.2 : Résultats des essais aux laboratoires Zone1.

SondageN°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon la norme XP P 94-011
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ _h (t/m ³)	γ _d (t/m ³)	S _r (%)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	I _c	
SC 01	5.71 – 5.96	99.27	97.77	16.28	2.09	1.79	87.47	43.05	29.59	13.46	1.99	Sol fin, non saturer, dense à très dense, peu plastique, et dur.
	6.76 – 7.10	-	-	13.50	2.13	1.87	82.97	41.96	28.75	13.21	2.15	
	8.70 – 9.00	-	-	06.49	2.38	2.23	84.02	37.92	25.82	12.10	2.60	
	10.05 – 10.30	-	-	15.79	2.09	1.81	86.73	41.00	28.66	12.34	2.04	
	21.10 – 21.46	-	-	15.64	2.10	1.82	87.76	37.98	25.86	12.12	1.84	
	23.00 – 23.50	-	-	5.60	2.37	2.24	75.00	-	-	-	-	
SC 02	0.70 – 1.00	95.13	90.60	17.64	2.12	1.80	96.71	39.83	22.19	17.64	1.26	Sol fin, non saturer, dense à très dense, peu plastique et dur.
	4.10 – 4.50	92.23	89.03	13.40	2.12	1.87	81.90	43.92	20.90	23.02	1.33	
	10.50 – 10.93	98.50	96.87	17.55	2.15	1.82	99.35	39.83	22.19	17.64	1.26	
	13.05 – 13.35	-	-	15.86	2.15	1.85	94.29	38.93	26.62	12.31	1.87	
	15.10 – 15.48	-	-	14.64	2.16	1.88	90.59	36.92	24.67	12.25	1.82	
	17.70 – 18.00	-	-	14.48	2.11	1.85	85.07	-	-	-	-	
	24.13 – 24.55	-	-	5.56	2.37	2.24	74.83	-	-	-	-	

Sondage N°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon la norme XP P 94-011
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	
SC 03	4.76 – 5.10	-	-	16.61	2.13	1.82	93.68	48.86	32.86	16.00	2.02	Sol fin, non saturer, dense à très dense, peu plastique et dur.
	6.20 – 6.50	-	-	15.21	2.02	1.75	76.50	45.91	30.80	15.11	2.03	
	7.10 – 7.50	-	-	15.47	2.16	1.87	94.09	44.85	32.07	12.78	2.30	
	10.50 – 10.83	75.33	73.97	16.41	2.15	1.84	95.74	39.84	22.55	17.29	1.36	
	17.00 – 17.38	-	-	13.49	2.08	1.83	76.86	44.09	28.69	15.40	1.99	
	19.50-20.00	-	-	15.62	2.16	1.86	94.66	41.03	28.67	12.36	2.06	
	24.00-24.30	-	-	16.71	2.05	1.76	84.74	38.95	23.58	15.37	1.45	
SC 07	2.56 – 2.86	-	-	24.74	2.06	1.65	100	41.91	28.69	13.22	1.30	Sol fin, non saturer, très dense, peu plastique et dur.
	5.67 – 5.95	-	-	9.90	2.28	2.07	88.55	39.28	26.60	12.68	2.32	
	7.50 – 7.90	-	-	5.57	2.37	2.25	75.24	-	-	-	-	
	12.70 – 13.00	-	-	5.59	2.37	2.25	75.44	-	-	-	-	
	14.60 – 15.00	-	-	6.45	2.38	2.24	84.84	-	-	-	-	
	17.50 – 18.00	-	-	6.60	2.38	2.24	86.79	-	-	-	-	
	21.00-21.36	-	-	7.38	2.38	2.22	92.20	-	-	-	-	
	22.84-23.17	-	-	7.33	2.38	2.22	91.14	-	-	-	-	
	24.64-25.00	-	-	6.39	2.38	2.24	84.03	-	-	-	-	

Sondage N°	Profondeurs	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon la norme XP P 94-011
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	
SC 08	1.63-1.88	75.00	63.60	19.79	2.01	1.68	88.54	36.86	22.71	14.15	1.21	Sol fin, non saturer, très dense, peuplastique et dur.
	6.00-6.40	-	-	7.57	2.38	2.21	92.11	-	-	-	-	
	10.16-10.50	-	-	6.62	2.37	2.22	82.65	-	-	-	-	
	12.30-12.60	-	-	5.77	2.36	2.23	74.83	-	-	-	-	
	13.50-13.83	-	-	6.64	2.37	2.23	85.02	-	-	-	-	
	18.00-18.46	-	-	7.38	2.39	2.23	94.49	-	-	-	-	
	24.54 – 25.00	-	-	6.89	2.39	2.24	90.54	-	-	-	-	
SC 09	2.67 – 3.00	-	-	18.52	2.10	1.77	96.10	43.13	30.63	12.50	1.97	Sol fin, non saturer, très dense, peuplastique et dur.
	5.45 – 5.80	-	-	5.31	2.38	2.26	73.64	-	-	-	-	
	8.62 – 8.95	-	-	3.35	2.44	2.36	62.73	-	-	-	-	
	12.56 – 12.90	-	-	6.24	2.38	2.24	82.06	-	-	-	-	
	13.50 – 13.84	-	-	5.39	2.38	2.26	74.76	-	-	-	-	
	19.50 – 20.04	-	-	6.79	2.38	2.24	89.29	-	-	-	-	
	24.00-24.46	-	-	5.27	2.37	2.2	73.16	-	-	-	-	

SondageN°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon la norme XP P 94-011
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ _h (t/m ³)	γ _d (t/m ³)	S _r (%)	W _I (%)	W _p (%)	I _p (%)	I _c	
SC 14	2.60 – 3.00	70.43	60.57	15.57	2.13	1.81	90.99	37.86	25.18	12.68	1.76	Sol fin, non saturer, très dense, peu plastique et dur.
	6.45 – 6.90	-	-	16.28	2.09	1.80	87.90	38.76	26.83	11.93	1.88	
	7.50 – 7.90	-	-	5.33	2.39	2.27	76.58	-	-	-	-	
	9.63 – 9.83	-	-	4.77	2.37	2.26	67.56	-	-	-	-	
	10.65 – 11.25	-	-	5.12	2.37	2.26	71.01	-	-	-	-	
SC 15	1.60 – 2.00	-	-	16.56	2.05	1.76	84.10	40.99	27.42	13.57	1.80	Sol fin, saturer à non saturer, dense à très dense, peu plastique et dur.
	2.00 – 2.45	-	-	19.83	2.16	1.81	100	38.76	26.63	11.93	1.59	
	8.70 – 9.00	-	-	12.41	2.17	1.93	83.96	53.86	38.61	15.25	2.72	
	10.25 – 10.50	65.97	45.00	14.16	2.11	1.85	83.63	37.71	25.40	12.31	1.91	
	10.50 – 10.70	58.40	25.90	10.46	2.15	1.95	73.85	33.90	24.40	9.50	2.47	
SC 16	3.00 – 3.50	-	-	16.38	2.19	1.88	100	51.77	19.57	32.20	1.10	Sol fin, saturé à non saturer, très dense, plastique et dur.
	6.50 – 6.84	-	-	5.30	2.38	2.26	74.19	-	-	-	-	
	13.00 – 13.73	-	-	5.43	2.37	2.25	73.34	-	-	-	-	

Tableau II.3: Résultats des essais aux laboratoires de la Zone 2 .

Sondage N°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon la norme XP P 94-011
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	I _c	
SC 04	8.00-8.30	-	-	17.15	2.14	1.83	97.39	48.90	33.15	15.75	2.02	Sol fin, non saturer, très dense, peu plastique et dur.
	12.45-12.75	97.87	95.90	15.74	2.17	1.88	97.40	51.73	38.34	13.39	2.69	
	20.70 – 21.00	-	-	5.49	2.35	2.22	70.00	-	-	-	-	
SC 05	6.60-6.90	85.30	79.40	13.86	2.24	1.96	100	46.80	32.64	14.16	2.37	Sol fin, saturé, dense à très dense, peu plastique à plastique et dur.
	13.90-14.20	-	-	23.72	2.00	1.62	95.91	-	-	-	-	
	22.20-22.50	-	-	6.41	2.38	2.23	83.79	-	-	-	-	
SC 10	4.20-4.50	80.43	73.93	14.22	2.23	1.95	99.78	44.58	31.07	13.51	2.25	Sol fin, non saturer, très dense, peu plastique et dur.
	15.00-15.30	98.87	90.23	15.90	2.09	1.80	85.85	44.77	22.32	22.45	1.29	
	23.70-24.00	-	-	5.79	2.37	2.24	76.61	-	-	-	-	
SC 11	4.20-4.50	-	-	15.16	2.22	1.93	100	46.82	31.21	15.58	2.03	Sol fin, saturé à non saturer, très dense, peu plastique et dur.
	16.70-17.00	99.53	98.57	15.98	2.23	1.92	100	52.80	37.38	15.42	2.39	
	22.60-22.95	-	-	6.20	2.42	2.28	91.38	-	-	-	-	

Sondage N°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon LCPC
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ _h (t/m ³)	γ _d (t/m ³)	S _r (%)	Wl(%)	Wp (%)	Ip (%)	I _c	
SC 12	6.10-6.40	91.80	88.93	14.31	2.14	1.87	87.95	46.86	30.30	16.56	1.97	Sol fin, non saturer, peu dense à très dense, peu plastique et dur.
	10.70-11.00	-	-	12.98	1.62	1.43	39.68	47.82	31.07	16.75	2.08	
	17.70-18.00	-	-	5.40	2.39	2.27	76.92	-	-	-	-	
SC 17	3.75 – 4.15	98.73	98.34	16.50	2.16	1.90	98.27	51.68	37.42	14.26	2.47	Sol fin, saturé à non saturer, dense à très dense, peu plastique et dur.
	10.10 – 10.50	-	-	14.2 1	2.25	1.97	100	45.79	33.31	12.48	2.53	
	13.50 – 14.00	-	-	7.71	2.32	2.15	82.51	-	-	-	-	
SC 18	3.00 – 3.35	95.90	92.00	13.55	2.19	1.93	91.38	42.47	28.48	13.99	2.07	Sol fin, non saturer, très dense,
	5.65 – 6.00	95.00	91.57	20.51	2.00	1.87	88.25	41.71	29.83	11.88	1.89	
	12.50 – 12.80	-	-	5.52	2.39	2.26	77.52	-	-	-	-	
	15.35 – 15.62	-	-	6.29	2.34	2.20	74.70	-	-	-	-	
SC 19	3.00 – 3.32	88.63	81.27	14.45	2.11	1.95	83.89	44.01	29.56	14.45	2.05	Sol fin, saturé à non saturer, très dense, peu plastique et dur.
	5.10 – 5.50	99.37	98.27	14.17	2.23	1.95	100	48.96	30.53	18.43	1.89	
	11.00 – 11.40	100	98.43	17.17	2.14	1.83	97.53	46.89	32.28	14.61	2.03	
	16.50 – 16.75	-	-	5.29	2.38	2.26	74.29	-	-	-	-	
	20.55 – 20.90	-	-	6.29	2.34	2.20	75.96	-	-	-	-	

Tableau II.4 : Résultats des essais aux laboratoires de la Zone 3.

Sondage N°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon LCPC
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	
SC 06	13.50-13.80	98.77	98.57	11.62	2.24	2.01	91.71	48.97	32.43	16.54	2.26	Sol fin, non saturer, dense à très dense, peu plastique et dur.
	16.00 – 16.30	98.70	96.67	21.93	1.98	1.62	89.79	44.94	31.47	13.47	1.71	
	22.20 – 22.50	83.23	80.23	14.46	2.18	1.90	93.35	43.89	32.81	11.08	2.66	
SC 12	6.10-6.40	91.80	88.93	14.31	2.14	1.87	87.95	46.86	30.30	16.56	1.97	Sol fin, non saturer, peu dense à très dense, peu plastique et dur.
	10.70-11.00	-	-	12.98	1.62	1.43	39.68	47.82	31.07	16.75	2.08	
	17.70-18.00	-	-	5.40	2.39	2.27	76.92	-	-	-	-	
SC 13	0.60-0.85	88.47	81.13	15.65	2.04	1.76	79.02	47.84	33.37	14.47	2.23	Sol fin, saturé à non saturer, dense à très dense, peu plastique et dur.
	8.00-8.30	-	-	15.15	2.15	1.85	91.65	45.68	20.92	24.76	1.23	
	10.90-11.20	95.67	90.20	17.36	2.17	1.85	100	43.79	22.19	21.60	1.22	
	22.70-22.95	-	-	5.45	2.39	2.26	77.87	-	-	-	-	

Sondage N°	Profondeurs (m)	Analyse granulométrique		Essais physiques				Limites d'Atterberg				Interprétation selon LCPC
		< 2 mm	< 80 μ	ω (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	S_r (%)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	I _c	
SC 19	3.00 – 3.32	88.63	81.27	14.45	2.11	1.84	83.89	44.01	29.56	14.45	2.05	Sol fin, saturé à non saturer, très dense, peu plastique et dur.
	5.10 – 5.50	99.37	98.27	14.17	2.23	1.95	100	48.96	30.53	18.43	1.89	
	11.00 – 11.40	100	98.43	17.17	2.14	1.83	97.53	46.89	32.28	14.61	2.03	
	16.50 – 16.75	-	-	5.29	2.38	2.26	74.29	-	-	-	-	
	20.55 – 20.90	-	-	6.29	2.34	2.20	75.96	-	-	-	-	
SC 20	3.60 – 3.95	96.87	94.73	20.75	2.00	1.65	88.98	47.77	34.16	13.61	1.99	Sol fin, non saturer, dense à très dense, peu plastique et dur.
	9.20 – 9.50	-	-	14.30	2.14	1.87	88.33	43.84	28.27	15.57	1.90	
	13.50 – 13.85	-	-	6.10	2.34	2.21	74.84	-	-	-	-	



Figure II.11 : Diapositive des piézomètres

Les différents relevés piézométriques effectués chaque semaine sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.5 : les relevés piézométriques.

N° de Sondage	Levé piézométrique par rapport au niveau du terrain naturel actuel				
	18.12.2013	25.12.2013	02.01.2014	16.02.2014	03.02.2014
SC 01	4.00 m/TN	3.80 m/TN	4.10 m/TN	3.20 m/TN	2.60 m/TN
SC 02	7.50 m/TN	7.00 m/TN	7.80 m/TN	8.10 m/TN	9.80 m/TN
SC 03	10.90 m/TN	9.00 m/TN	9.80 m/TN	7.50 m/TN	6.00 m/TN
SC 04	-	-	2.90 m/TN	3.00 m/TN	3.60 m/TN
SC 05	-	-	2.60 m/TN	3.10 m/TN	3.90 m/TN
SC 06	-	-	3.80 m/TN	5.00 m/TN	6.00 m/TN
SC 07	6.70 m/TN	7.00 m/TN	6.90 m/TN	8.00 m/TN	8.60 m/TN
SC 08	2.60 m/TN	2.50 m/TN	2.55 m/TN	2.45 m/TN	2.40 m/TN
SC 09	1.80 m/TN	1.60 m/TN	1.70 m/TN	1.50 m/TN	1.30 m/TN
SC 10	-	1.10 m/TN	1.00 m/TN	1.05 m/TN	1.00 m/TN
SC 11	-	1.00 m/TN	0.90 m/TN	2.40 m/TN	3.20 m/TN
SC 12	-	-	0.50 m/TN	0.80 m/TN	1.00 m/TN
SC 13	-	6.10 m/TN	5.60 m/TN	6.10 m/TN	6.20 m/TN
SC 14	6.45 m/TN	6.40 m/TN	6.00 m/TN	6.05 m/TN	6.10 m/TN
SC 15	2.05 m/TN	2.10 m/TN	1.95 m/TN	2.03 m/TN	2.25 m/TN
SC 16	Remontée de l'eau en surface				
SC 17	-	4.50 m/TN	3.95 m/TN	2.30 m/TN	1.20 m/TN
SC 18	4.00 m/TN	5.20 m/TN	4.85 m/TN	4.00 m/TN	3.40 m/TN
SC 19	2.65 m/TN	3.10 m/TN	2.60 m/TN	1.20 m/TN	0.90 m/TN
SC 20	Remontée de l'eau en surface				

II.8.3. Résultats des essais mécaniques :

Légende : C : Cohésion (Kg / cm²). ϕ : Angle de frottement interne en degré.

Rc : Résistance à la compression simple.

Tableau II.6 : Résultats des essais mécaniques de la Zone 1 .

Sondages N°	Profondeur(m)	Essais de cisaillement (UU)		Résistance à la compression
		ϕ (°)	Cu (bars)	Rc (bars)
SC 01	5.71-5.96	7.83	0.69	-
	8.70-9.00	8.55	0.63	-
	10.05-10.30	19.01	0.45	-
	21.10-21.46	/	/	115
SC 02	4.10 - 4.50	7.01	0.75	-
	13.05 – 13.35	10.59	0.66	-
	15.10-15.48	/	/	6
	17.70-18.00	/	/	6
SC 03	4.76-5.10	10.37	0.51	-
	7.10-7.50	10.23	0.45	-
	17.00-17.38	8.67	0.61	-
	19.50-20.00	/	/	81
	24.00-24.39	/	/	87
SC 07	2.56-2.86	19.14	0.36	/
	5.67-5.95	16.44	0.53	/
	7.50-7.80	/	/	30
	14.60-15.00	/	/	135
	17.50-18.00	/	/	Fissuré
	21.00-21.36	/	/	17
SC 08	1.63-1.88	16.47	0.57	/
	10.16-10.50	13.14	0.53	/
	18.00-18.46	/	/	82
SC 09	2.67-3.00	18.97	0.66	/
	8.62-8.95	/	/	18
	13.50-13.84	/	/	37
	19.50-20.04	/	/	119
	24.00-24.64	/	/	13
SC 14	2.60-3.00	20.41	0.57	
	6.45-6.90	20.28	0.55	
	9.63-9.93	/	/	6

	10.65-11.25	/	/	119
SC 15	1.60-2.00	15.72	0.40	
	2.20-2.45	13.12	0.56	
	8.70-9.00	/	/	102
	10.50-10.74	17.43	1.80	
SC 16	3.00-3.50	/		/
	6.50-6.84			/
	13.00-13.73	/	/	Fissuré

Tableau II.7 : Résultats des essais mécaniques Zone 2.

N° Sondages	Profondeur (m)	Essais de cisaillement (UU)		Résistance à la compression
		φ_u (°)	Cu (bars)	Rc (bars)
SC 04	8.00-8.30	9.98	0.48	-
	12.45-12.75	/	/	-
	20.70-21.00			Fissuré
SC 05	6.60-6.90	3.52	1.05	-
	13.90-14.20	/	/	-
	22.20-22.50	/	/	55
SC 10	4.20-4.50	4.74	1.01	/
	15.00-15.30	/	/	/
	23.70-24.00	/	/	38
SC 11	4.20-4.50	4.97	1.08	/
	16.70-17.00	/	/	/
	22.60-22.95	7.80	2	
SC 12	6.10-6.40	6.59	1.01	/
	10.70-11.00	5.34	1.01	/
	17.70-18.00	/	/	Fissuré
SC 17	3.75-4.15	4.37	1.04	-
	10.10-10.50	7.21	0.95	-
	13.50-14.10	/	/	25
SC 18	12.50-12.80			8
	15.35-15.62	/	/	48
SC 19	3.00-3.32	11.70	0.47	/
	5.10-5.50	10.07	0.56	/
	16.50-16.75	/	/	49
	20.55-20.90	/	/	3

Tableau II.8 : Résultats des essais mécaniques de la Zone 3.

N° Sondages	Profondeur (m)	Essais de cisaillement (UU)		Résistance à la compression
		φ_u (°)	Cu (bars)	Rc (bars)
SC 06	13.50-13.80	10.15	1.12	-
	16.00-16.30	/	/	-
	22.20-22.50	7.18	1.27	-
SC 12	6.10-6.40	6.59	1.01	/
	10.70-11.00	5.34	1.01	/
	17.70-18.00	/	/	Fissuré
SC 13	0.60-0.85	4.57	1.06	-
	8.00-8.30	6.33	0.93	-
	10.90-11.20	1.86	1.05	-
	22.70-22.95	/	/	Fissuré
SC 19	3.00-3.32	11.70	0.47	/
	5.10-5.50	10.07	0.56	/
	16.50-16.75	/	/	49
	20.55-20.90	/	/	3
SC 20	3.60-3.95	12.16	0.41	/
	9.20-9.60	10.79	0.43	/
	13.50-13.85	/	/	22

II.8.4 : Résultats des analyses chimiques :

Les résultats des analyses chimiques réalisés sur des échantillons prélevés à partir des sondages carottés sont représentés dans tableau suivant.

Tableau II.9 : Les résultats des analyses chimiques.

Sondage N°	Profondeurs (m)	Sulfates $\text{Ca SO}_4 2\text{H}_2\text{O}$	Carbonates CaCO_3 (%)	Anhydride Carbonique (CO_2)	Chlorures (Na Cl)
SC 04	12.45-12.75	traces	17.24	7.59	0.58
	20.70-21.00	traces	4.31	1.90	0.58
SC 05	6.60-6.90	traces	17.24	7.59	0.23
	13.90-14.20	traces	18.97	8.34	0.35
	22.20-22.50	traces	22.41	9.86	0.47
SC 10	4.20-4.50	traces	13.79	6.07	0.58
	15.00-15.30	traces	21.55	9.48	0.41

	23.70-24.00	traces	10.34	4.55	0.23
SC 11	4.20-4.50	traces	8.62	3.79	0.29
	22.60-22.95	traces	8.62	3.79	0.23
SC 12	6.10-6.40	traces	24.14	10.62	0.29
	10.70-11.00	traces	23.28	10.24	0.47
	17.70-18.00	traces	21.55	9.48	0.29
SC 13	0.60-0.85	traces	22.41	9.86	0.23
	8.00-8.30	traces	12.93	5.69	0.35
	10.90-11.20	traces	21.55	9.48	0.18
	22.70-22.95	traces	15.52	6.83	0.47
SC 17	3.75-4.15	traces	12.06	5.31	0.35
	10.10-10.50	traces	9.48	4.17	0.29
	13.50-14.10	traces	25.86	11.38	0.53
SC 18	12.50-12.80	traces	12.93	5.68	0.35
	15.35-15.62	traces	24.14	10.62	0.41
	16.50-16.75	traces	18.97	8.34	0.58
	20.50-20.90	traces	14.91	6.56	0.41
SC 20	3.60-3.95	traces	20.69	9.10	0.47
	9.50-9.80	traces	16.38	7.21	0.53
	13.50-13.85	traces	14.66	6.45	0.58

Analyse chimique sur des échantillons d'eau : Les différents résultats des essais chimiques sur l'eau des différents sondages sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10: Les résultats des essais chimiques sur l'eau.

Sondages N°	Compositions chimiques						
	Chlorure (Cl ⁻) mg/l	Sulfates (SiO ₄) (mg/l)	Potentiel Hydrogène (PH)	Carbonates (CO ₃) mg/l	Bicarbonates (HCO ₃) mg/l	Sels solubles (mg/l)	Matières en suspension (mg/l)
SC 08	142.00	146.92	7.10	Néant	823.50	960.00	280.00
SC 09	106.50	173.67	7.50	15.60	762.50	850.00	302.00
SC 10	113.60	167.50	7.80	Néant	750.30	680.00	240.00
SC 19	369.20	180.70	7.10	18.00	884.50	950.00	180.00
SC 20	177.50	149.94	7.20	16.80	823.50	795.00	395.00

D'après les résultats de l'analyse chimique des différents échantillons d'eaux prélevées des différents sondages carottés, on note que ces eaux sont non agressives, renfermant des quantités notables en bicarbonates de Calcium et de sels solubles, avec de faible concentration en sulfates et en chlorure. La valeur en PH est proche de la neutralité, et les teneurs en matière en suspension sont faibles à très faible.

II.8.5 : Essais de pénétromètre dynamique :

II.8.5.1 : Rappel de l'essai :

L'essai de pénétration au pénétromètre est un essai « in situ » qui permet la mesure directe de la résistance à l'enfoncement dans le sol d'une pointe solitaire d'un train de tiges en fonction de la profondeur.

Cet essai consiste donc à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses menu à son extrémité d'une pointe à l'aide d'un mouton qui tombe d'une hauteur donnée.



Figure II.12 : pénétromètre dynamique lourd.

La résistance de la pointe (Rp) au battage déduite de la formule dite des HOLLANDAIS

$$R_p = \frac{M^2H}{S. E. (M + P)} \times N$$

M: Masse du mouton

H : Hauteur de chute du mouton

N : Nombre de coups pour un enfoncement de 20cm

S : Section de la tige

E : Enfoncement de la tige

P : Poids du train de tiges

La reconnaissance du terrain a consisté en l'exécution de 30 essais au pénétromètre dynamique de type lourd, Ces essais in situ ont été implantés de telle manière à couvrir toute la surface du dit terrain devant recevoir le projet en question.

II.8.5.2. Résultats détaillés des essais réalisés :

II.8.5.2.1. Résultats détaillés des essais réalisés « zone01 » :

Tableau II.11 : Résultats des essais PDL01 jusqu'à PDL03.

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	78,65	A	479,78
1,00-2,00	36,17	A	65,11
2,00-3,00	40,19	A	261,2
3,00-4,00	112,22	à	180,81
4,00-5,00	99,14	à	145,79
5,00-6,00	87,64	à	131,46
6,00-7,00	123,94	à	165,25
7,00-8,00	131,88	à	210,03
8,00-9,00	125,11	à	189,98
9,00-10,00	132,22	à	176,29
10,00-11,00	109,25	à	184,89
11,00-12,00	124,46	à	204,76
12,00-13,00	123,01	à	265,23
13,00-14,00	180,66	à	368,68

Tableau II.12: Résultats des essais PDL11 jusqu'à PDL13.

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	31,46	A	70,79
1,00-2,00	43,41	A	57,88
2,00-3,00	33,49	A	60,28
3,00-4,00	37,41	A	87,29
4,00-5,00	46,65	A	81,64
5,00-6,00	54,78	A	125,98
6,00-7,00	72,3	A	160,09
7,00-8,00	136,77	A	229,57
8,00-9,00	185,34	A	463,36

Tableau II.13 : Résultats des essais PDL24 jusqu'à PDL26.

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	55,06	A	102,25
1,00-2,00	50,64	A	79,58
2,00-3,00	46,88	A	93,77
3,00-4,00	62,35	A	143,4
4,00-5,00	99,14	A	180,78
5,00-6,00	109,55	A	547,76
6,00-7,00	103,28	A	516,41
7,00-8,00	166,07	A	488,45

Tableau II.14 : Résultats des essais PDL07 et PDL08.

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	47,19	à	102,25
1,00-2,00	28,94	à	94,05
2,00-3,00	46,88	à	160,74
3,00-4,00	37,41	à	155,87
4,00-5,00	69,98	à	221,6
5,00-6,00	54,78	à	213,63
6,00-7,00	103,28	à	304,68
7,00-8,00	117,23	à	488,45
8,00-9,00	111,21	à	166,81
9,00-10,00	119	à	136,63
10,00-11,00	88,24	à	142,87
11,00-12,00	124,46	à	160,6

12,00-13,00	161,45	à	230,64
13,00-14,00	180,66	à	221,21
14,00-15,00	201,9	à	244,4

II.8.5.2.2. Résultats détaillés des essais réalisés « zone 02 et zone 03 »

Tableau II.15 : Résultats des essais PDL04 jusqu'à PDL06.

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	47,19	à	110,11
1,00-2,00	28,94	à	94,05
2,00-3,00	40,19	à	100,46
3,00-4,00	62,35	à	124,69
4,00-5,00	81,64	à	163,29
5,00-6,00	98,6	à	142,42
6,00-7,00	123,94	à	175,58
7,00-8,00	127	à	210,03
8,00-9,00	139,01	à	189,98
9,00-10,00	127,81	à	193,92
10,00-11,00	130,26	à	193,29
11,00-12,00	124,46	à	204,76
12,00-13,00	176,82	à	384,39

Tableau II.16 : Résultats des essais PDL14 jusqu'à PDL17

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	47,19	à	102,25
1,00-2,00	28,94	à	137,46
2,00-3,00	26,79	à	73,67
3,00-4,00	43,64	à	118,46
4,00-5,00	58,32	à	139,96
5,00-6,00	60,25	à	169,81
6,00-7,00	36,15	à	263,37
7,00-8,00	97,69	à	488,45
8,00-9,00	78,77	à	157,54
9,00-10,00	88,15	à	149,85
10,00-11,00	88,24	à	159,68
11,00-12,00	128,48	à	184,69
12,00-13,00	123,01	à	230,64
13,00-14,00	158,53	à	250,71
14,00-15,00	177,1	à	244,4

Tableau II.17 : Résultats des essais PDL27 jusqu'à PDL30

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	47,19	à	70,79
1,00-2,00	43,41	à	79,58
2,00-3,00	40,19	à	87,07
3,00-4,00	49,88	à	81,05
4,00-5,00	40,82	à	110,8
5,00-6,00	54,78	à	142,42
6,00-7,00	92,95	à	175,58
7,00-8,00	117,23	à	166,07
8,00-9,00	139,01	à	185,34
9,00-10,00	123,4	à	176,29
10,00-11,00	96,65	à	172,28
11,00-12,00	136,51	à	164,61
12,00-13,00	130,69	à	242,17
13,00-14,00	176,97	à	368,68
14,00-15,00	180,65	à	244,4

Tableau II.18 : Résultats des essais PDL20 jusqu'à PDL23

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	47,19	à	70,79
1,00-2,00	36,17	à	94,05
2,00-3,00	40,19	à	127,25
3,00-4,00	43,64	à	155,87
4,00-5,00	52,49	à	145,79
5,00-6,00	54,78	à	175,28
6,00-7,00	77,46	à	175,58
7,00-8,00	117,23	à	175,84
8,00-9,00	134,38	à	189,98
9,00-10,00	105,77	à	176,29
10,00-11,00	100,85	à	172,28
11,00-12,00	116,43	à	192,72
12,00-13,00	119,16	à	215,26
13,00-14,00	110,61	à	235,96
14,00-15,00	173,56	à	251,49

Tableau II.19 : Résultats des essais PDL09 et PDL10.

Profondeur (m)	Résistance de pointe en bars		
0,6-1,00	39,33	à	70,79
1,00-2,00	36,17	à	65,11
2,00-3,00	40,19	à	66,98
3,00-4,00	37,41	à	105,99
4,00-5,00	52,49	à	110,8
5,00-6,00	87,64	à	186,24
6,00-7,00	98,12	à	175,58
7,00-8,00	117,23	à	249,11
8,00-9,00	120,47	à	180,71
9,00-10,00	114,59	à	154,25
10,00-11,00	109,25	à	268,93
11,00-12,00	120,45	à	401,5
12,00-13,00	149,91	à	215,26
13,00-14,00	176,97	à	206,46
14,00-15,00	184,19	à	244,4

D'après les résultats des essais pénétromètres dynamiques effectuée ont révélé un sol moyen à bonne résistance au battage.

II.8.6. Interprétation des résultats d'étude géotechnique :

La reconnaissance géotechnique effectuée a révélé un sol en générale homogène constitué en majorité par des terrains argilo-marneux surmontant un substratum marneux grisâtre en profondeur avec des limons sableux à sable limoneux en surface, renfermant des passages de calcaire d'ordre centimétrique par endroit

Les essais pénétromètres dynamiques effectuée ont révélé un sol moyen à bonne résistance au battage

Les essais aux laboratoires réalisés sur différents échantillons ont montré l'existence d'un sol fin (limon) en général, peu plastique non saturé, dense à très dense et dur.

Les analyses d'eau ont donné des taux de sulfates faibles en général inférieur à 600 mg/l, ce qui permet de dire que ces échantillons d'eau sont considérés comme eau non agressive.

La présence des couches limoneuses avec la présence d'eau rend le site instable.

II.8.7. L'étude de l'homogénéité des caractéristiques :

Le site a été divisée en trois zones comme il a été indiquée précédemment (voir la figure 2.9)

Les couches constituant notre sol sont :

Eboulis de pente de matrice argileuse (couche d'argile)

Marne argileuse

Marne calcaire

-La méthode de calcul :

Caractéristique physique :

$$\gamma_{dmoy} = \frac{\sum_1^n \gamma_d}{n}$$

$$\gamma_{hmoy} = \frac{\sum_1^n \gamma_h}{n}$$

$$\gamma' = \gamma_{dmoy} \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right)$$

On prend $\gamma_s=26.5$ (kpa)

$$\gamma_{sat} = \gamma' + \gamma_w$$

Caractéristique mécanique :

Cohésion :

La valeur moyenne :

$$c_{umoy} = \frac{\sum_1^n c_u}{n}$$

L'écart type:

$$\lambda_{c_{umoy}} = \frac{\sum_1^n \sqrt{(c_u - c_{umoy})^2}}{n - 1}$$

Coefficient de variation:

$$COV = \frac{\lambda_{c_{umoy}}}{c_{umoy}}$$

Si $cov > 10\%$ on prend la valeur minimale de c_u pour des raison économiques et de sécurité

Si $cov < 10\%$ on prend la valeur moyenne de c_u

L'angle de frottement φ_u :

La valeur moyenne :

$$\varphi_{umoy} = \frac{\sum_1^n \varphi_u}{n}$$

L'écart type:

$$\lambda_{\varphi_{umoy}} = \frac{\sum_1^n \sqrt{(\varphi_u - \varphi_{umoy})^2}}{n - 1}$$

Coefficient de variation:

$$cov = \frac{\lambda_{\varphi_{umoy}}}{\varphi_{umoy}}$$

Si cov > 10% le sol est hétérogène donc on prend la valeur minimale de φ_u pour des raisons économiques et de sécurité

Si cov < 10% le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne φ_{umoy}

Les résultats de calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau II.20 : les résultats de calculs pour la couche d'argiles

ZONE1						
SONDAGE	Yd (KN/m ³)	Cohésion(Kpa)	angle de frottement (°)	Yw (KN/m ³)	Ys (KN/m ³)	Yh (KN/m ³)
SC1	/	/	/	/	/	/
SC2	18,35	75	7,01	10	26,5	21,2
SC3	/	/	/	/	/	/
SC7	16,5	36	19,14	10	26,5	20,6
SC8	/	/	/	/	/	/
SC9	17,7	66	18,97	10	26,5	21
SC14	19,6	56	20,345	10	26,5	21,3
SC15	17,85	40	13,12	10	26,5	21,05
SC16	18,8	/	/	10	26,5	21,9
Yd moy	18,1333333				Yhmoy(Kpa)	21,175
C moy ;		54,6	15,717		Y'(Kpa)	11,2884906
écart type		16,6373075	5,61857589		Ysat(Kpa)	21,29
COV		0,30471259	0,35748399			
Ccov=30.47>10 d'où C'=36 kpa φcov=35.74>10 d'où φ=7.01°						

Tableau II.21 : les résultats de calculs pour la couche de marne argileuse

Zone1						
SONDAGE	γ_d (KN/m ³)	cohésion(Kpa)	angle de frottement (°)	γ_w (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)
SC1	19,25	64	7,83	10	26,5	22
SC2	18,35	66	10,59	10	26,5	21,5
SC3	18,22	45	9,75	10	26,5	21,08
SC7	21,9	53	16,44	10	26,5	23,4
SC8	19,45	57	16,47	10	26,5	21,95
SC9	/	/	/	/	/	/
SC14	/	/	/	/	/	/
SC15	/	/	/	/	/	/
SC16	22,6	/	/	10	26,5	23,8
Yd moy	19,9616667				moy γ_h	22,2883333
C moy		58,2	12,216		γ'	12,4279245
écart type		6,61059755	3,9968963		γ_{sat}	22,43
COV		0,11358415	0,32718535			
Ccov=11.35>10 d'où C'=45 kpa $\varphi_{cov}=32.71>10$ d'où $\varphi=7.83^\circ$						

Tableau II.22 : les résultats de calculs pour la couche de marne calcaire.

Zone1						
SONDAGE	γ_d (KN/m ³)	Cohésion (Kpa)	angle de frottement (°)	γ_w (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)
SC1	20,3	5750	/	10	26,5	22,35
SC2	19,9	300	/	10	26,5	22,13
SC3	18,1	4200	/	10	26,5	21,05
SC7	22,32	850	/	10	26,5	23,8
SC8	22,325	4100	/	10	26,5	23,78
SC9	22,5	650	/	10	26,5	23,78
SC14	22,6	300	/	10	26,5	23,7
SC15	19,1	180	17,43	10	26,5	21,43
SC16	22,5			10	26,5	23,7
Yd moy	21,0716667				Yh moy	22,8577778
C moy		2041,25	17,43		γ'	13,1190566
écart type		2253,13393			γ_{sat}	23,12
COV		1,10380107				
Ccov=110.38>10 d'où C'=180 kpa $\varphi=17.43^\circ$						

Les résultats des caractéristiques physiques et mécaniques finals pour tout le site sont représentées dans les tableaux suivant :

Tableau II.23 : les résultats de calculs pour la couche d'argile

Couche d'argile					
	γ_d (KN/m ³)	Cohésion(Kpa)	angle de frottement (°)	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)
zone1	18,13	36	7,01	21,18	21,29
zone2	19,26	47	4,37	21,95	21,99
zone3	17,68	41	4,57	20,7	21,01

Tableau II.24 : les résultats de calculs pour la couche marne argileuse

marne argileuse					
	γ_d (KN/m ³)	Cohésion (Kpa)	angle de frottement (°)	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)
zone1	19,96	45	7,83	22,29	22,43
zone2	18,525	48	3,52	21,16	21,54
zone3	18,325	43	3,52	21,05	21,41

Tableau II.25 : les résultats de calculs pour la couche marne calcaire

marne calcaire					
	γ_d (KN/m ³)	cohésion(Kpa)	angle de frottement(°)	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)
zone1	21,07	180	17,43	22,86	23,12
zone2	20,26	200	7,8	22,2	22,62
zone3	20,51	127	7,18	22,24	22,78

II.9. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de mieux présenter les aspects physiques des matériaux étudiés et pour faire une classification générale de sol étudié. Cette étude n'intervient pas de façon explicite dans la caractérisation du comportement mécanique de ces matériaux.

Ils présentent par contre une grande importance pour l'étude expérimentale par exemple la préparation des échantillons pour les essais mécaniques.

III.1. Introduction :

L'utilisation d'un logiciel pour analyser un glissement est devenue de plus en plus indispensable, c'est pourquoi on trouve de nos jours plusieurs logiciels qui se différencient par leurs méthodes de résolution, leurs paramètres de modélisations et leurs approches, néanmoins, leur but est unique et correspond à la détermination des lignes de rupture éventuelles en calculant un coefficient de sécurité.

Concernant l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons le logiciel de calcul appelé « Talren 4 », « Talren 4 » est basé sur la méthode d'analyse limite.

III.2. Analyse de stabilité au glissement à l'aide du logiciel Talren 4 :**III.2.1. Présentation du logiciel :**

Talren 4 est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Il est basé sur la méthode des tranches qui donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiées en considérant un comportement rigide plastique du sol.

Ce programme permet de calculer le coefficient de sécurité F_s pour une surface de rupture circulaire, quelconque et plane en effectuant un quadrillage dans lequel se trouve l'ensemble des centres de cercles. Pour chaque centre, il trace des cercles de rayons décroissants. Le cercle critique qui correspond au coefficient de sécurité le plus faible.

Talren permet de vérifier la stabilité d'ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements. Il prend en compte les différents types de renforcements : tirants précontraints, clous, pieux, micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes en polymères et butons.

Sauf la géométrie, toutes les données (hydraulique, géotechniques, surcharge) du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester leur influence sur la valeur du coefficient de sécurité.

Tableau III.1 : Les données et les résultats du Talren 4

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - Les paramètres géotechniques de chaque couche γ(KN/m³), c (KN/m²), ϕ (°). - Géométrie du talus. -Le niveau de la nappe phréatique. - La méthode de calcul. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le facteur de sécurité. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - contrainte de cisaillement (KPa) -La pression interstitielle (KPa)

III.2.2. Modélisation par Talren 4

-Hypothèses de calcul :

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement avec **Talren4** sont la suivante :

- Les paramètres géotechniques de calcul ainsi que les conditions hydrauliques sont les données recueillies de chapitre précédent,
- Le sol a été considéré dans son état à court terme (en contraintes totales),
- La surface de rupture est supposé circulaire.

III.2.3. Présentation de l'étude :

- Lancer TALREN en utilisant le menu [Démarrer] de Windows ou en cliquant sur l'icône située sur le bureau Windows ;
- Sélectionner le menu [Fichier] puis l'option [Nouveau] ou cliquer sur l'icône de la barre de boutons.
- Sélectionner ensuite le menu [Données] puis [Description générale]. Compléter la fenêtre avec les informations demandées de calcul et pondérations par défaut : il s'agit de choix qui seront ensuite retenus comme valeurs par défaut lors de la définition des situations (mais éventuellement modifiables pour chaque situation individuellement). Par exemple, si vous définissez un projet avec plusieurs phases et plusieurs situations, et que vous souhaitez effectuer tous les calculs avec la même méthode de calcul et le même jeu de pondérations, définissez ces paramètres comme valeurs par défaut dans l'écran de définition générale : ils seront ensuite repris par défaut pour toutes les situations définies.

The screenshot shows the 'Description générale du projet' dialog box. It has a title bar with a close button. The main area is divided into several sections:

- Identification:** 'Numéro d'affaire', 'Titre du calcul', and 'Lieu' are text input fields. 'Commentaires' is a larger text area.
- Dimensions:** 'Xmin' (0.00 m), 'Xmax' (50.00 m), and 'Ymax' (0.00 m) are numerical input fields with units.
- Units:** 'Système d'unités' is a dropdown menu set to 'kN, kPa, kN/m3'. 'Y_w' is a numerical input field set to 10 kN/m3.
- Calculation Method:** 'Méthode de calcul par défaut pour le projet' is a dropdown menu set to 'Bishop'.
- Weighting:** 'Pondérations par défaut' is a dropdown menu.
- Buttons:** 'OK', 'Annuler', 'Aide', and 'Assistant Jeu de coefficients' are located at the bottom.

Figure III.1. Description général du projet.

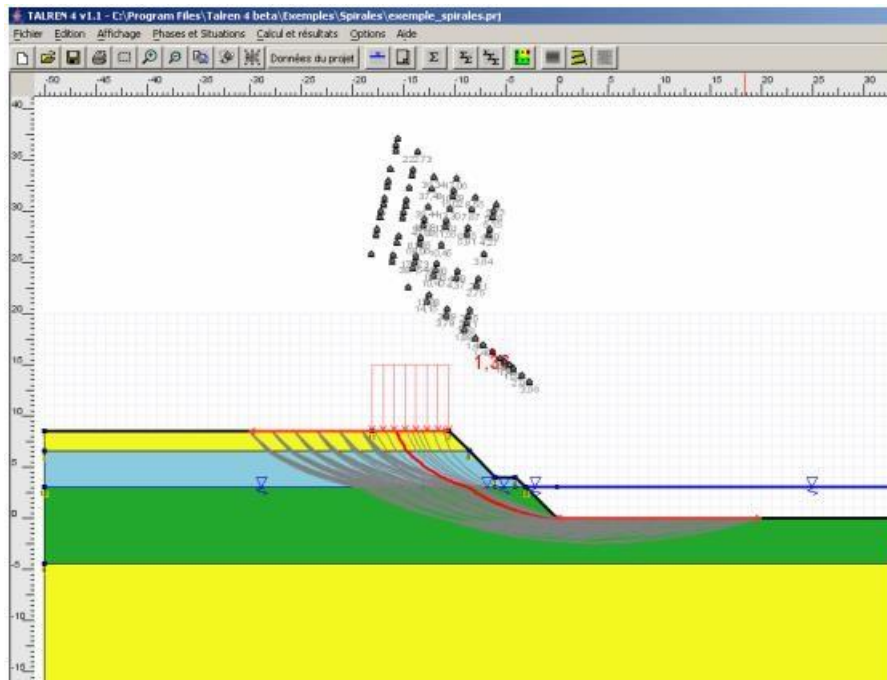


Figure III.2: exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées).

III.3. ETUDE DE STABILITE

Le logiciel utilisé pour l'étude de stabilité des terres en pente est le TALREN 4.

III.3.1. Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN4 zone 1 :

La modélisation de site a été faite pour les trois zones.

La zone 1 on a modélisée deux coupes (A1 et B1).

Pour les deux autres zones (zone 2 et zone 3) on a modélisé une seule coupe pour chaque une comme il est indiquée ci-dessous.

Zone 1 :

Profil A1 :

Le talus est modélisé par des segments reliant des points et chaque point est représenté par ces coordonnées (x, y), ces segments délimitent la couche géotechnique et forment le toit.

La couche repose sur un substratum "marneux" au-delà duquel aucun glissement ne peut se produire.

Le profil est représenté dans la figure suivante :

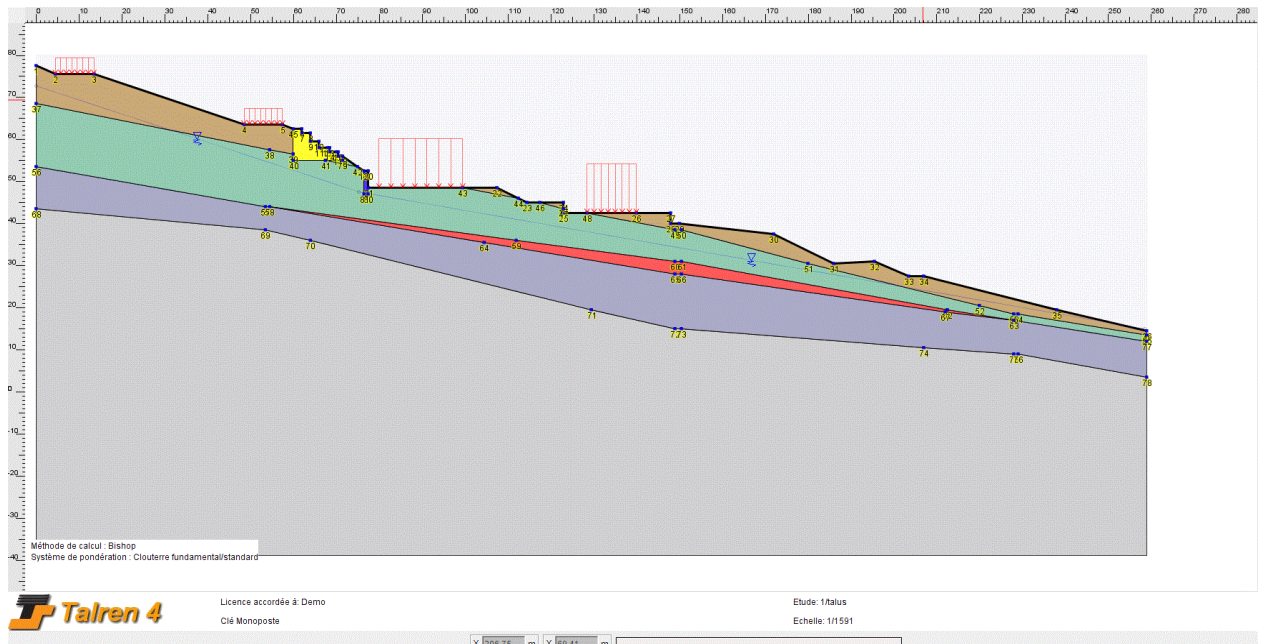


Figure III.3: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone1 (profil A1)

La nappe est modélisée par des points en coordonnée X_i et Y_i .

Tableau III.2: Cordonnées de la nappe phréatique zone1 (profil A1).

$X_i(m)$	0.00	75.26	258.56
$Y_i(m)$	72.59	47.54	15

III.3.1.1. Calcul du facteur de sécurité (profil A1) :

L'analyse du problème sera effectuée par deux méthodes FELLENIUS (1927) et BISHOP (1954).

III.3.1.2. Caractéristiques des sols (profil A1) :

Les paramètres géotechniques considérés dans les calculs sont les résultats obtenus à partir des essais en laboratoire et les recoupements avec les essais dynamiques, ils sont comme suit :

Tableau III.3 : Les caractéristiques géomécaniques zone1 (profil A1).

Matériaux	Poids volumique (KN / m3)	Cohésion (KPa)	Angle de frottement (°)
Couche d'argil	17.56	36	7.01
Couche de marne argileuse	19.74	45	7.83
Couche de marne calcaire	20.79	180	17.43
Couche de marne feuilletée	22.2	53	13.14

III.3.1.3. Charge d'exploitation (profil A1) :

Pour cette zone on a quatre charges d'exploitation :

- 1- la surcharge due à une polyclinique (R+1) est de l'ordre de $Q=40\text{kpa}$
- 2- la surcharge due à un collège d'enseignement moyen est de l'ordre $Q=40\text{kpa}$
- 3- la surcharge de la route 1 est de l'ordre $Q=10\text{kpa}$
- 4- la surcharge de la route 2 est de l'ordre $Q=10\text{kpa}$

III.3.1.4. Exécution de calcul (profil A1) :

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de Bishop, et de Fellenius les différentes simulations ont abouti aux résultats suivants :

Sous les sollicitations statiques :

Système de Pondération : norme Méthode traditionnelle/permanent ($F_s > 1.5$).

Par la méthode de BISHOP :

« Le facteur de sécurité = 1.46 », Le résultat est exprimé dans la figure suivante :

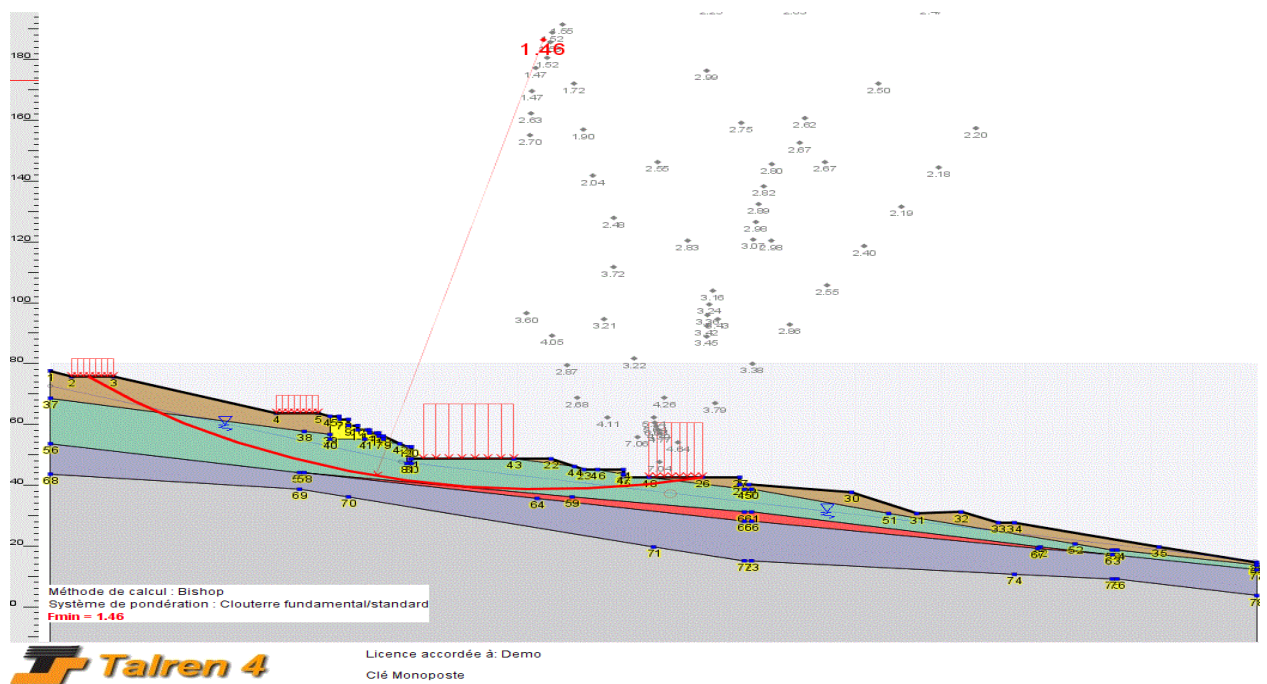


Figure III.4: coefficient de sécurité par la Méthode de Bishop zone1 (profil A1)

Par la méthode de FELLENIUS :

Pour cette méthode nous trouverons « le facteur de sécurité=1.43 ». Le résultat est dans la figure suivante :

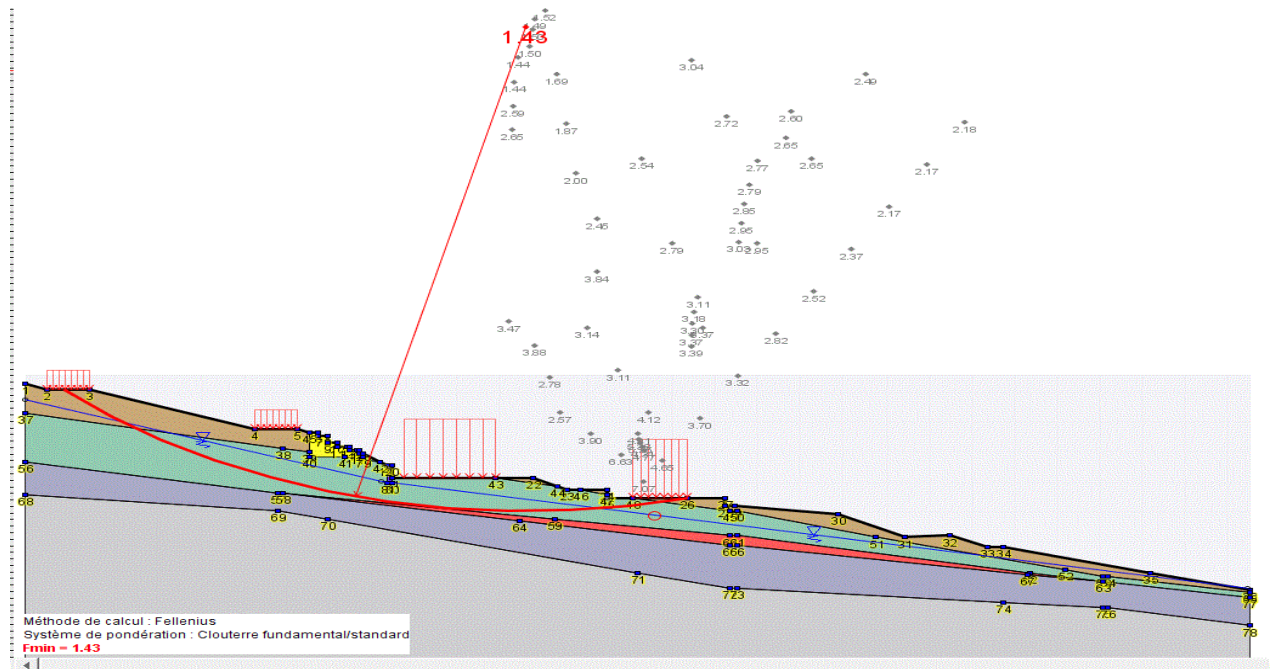


Figure III.5: coefficient de sécurité par la Méthode de Fellenius zone1 (profil A1).

Résultats donné par logiciel :

Tableau III.4: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN zone1 (profil A1).

Les variants	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Sous sollicitation statique	1.46	1.43

Commentaire : Le coefficient de sécurité $F_s=1.43$ inférieur 1,5, donc le talus instable à l'état initial **et** le rayon du cercle critique est 147.85m.

Profil B1 :

Le talus est modélisé par des segments reliant des points et chaque point est représenté par ces coordonnées (x, y), ces segments délimitent la couche géotechnique et forment le toit. La couche repose sur un substratum "marneux" au-delà duquel aucun glissement ne peut se produire.

Le profil est représenté dans la figure suivante :

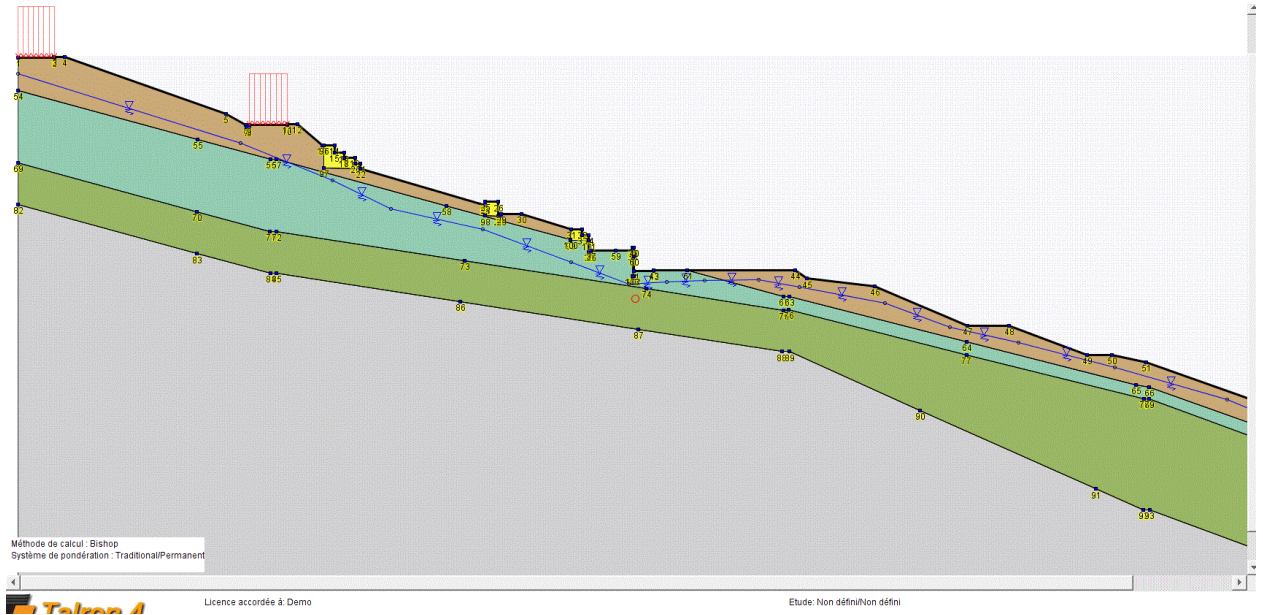


Figure III.6: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone1 (profil B1).

La nappe est modélisée par des points en coordonnée Xi et Yi.

Tableau III.5: Cordonnées de la nappe phréatique zone1 (profil B1).

Xi(m)	0.03	108.57	153.38	215.31	259.92
Yi(m)	84.7	47.66	42.75	26.99	12.72

III.3.1.5. Calcul du facteur de sécurité :

L'analyse du problème sera effectuée par deux méthodes FELLENIUS (1927) et BISHOP (1954).

III.3.1.6. Caractéristiques des sols

Les paramètres géotechniques considérés dans les calculs sont les résultats obtenus à partir des essais en laboratoire et les recoupements avec les essais dynamiques, ils sont comme suit :

Tableau III.6 : Les caractéristiques géomécaniques zone1 (profil B1).

Matériaux	Poids volumique (KN / m3)	Cohésion (KPa)	Angle de frottement (°)
Couche d'argil	18.1	36	7.01
Couche de marne argileuse	20	51	7.83
Couche de marne calcaire	21.1	180	17.43

III.3.1.7. Charge d'exploitation :

Pour cette zone on a quatre charges d'exploitation :

- 1- la surcharge due à une polyclinique (R+1) est de l'ordre de $Q=40\text{kpa}$
- 2- la surcharge due à un collège d'enseignement moyen est de l'ordre $Q=40\text{kpa}$
- 3- la surcharge de la route 1 est de l'ordre $Q=10\text{kpa}$
- 4- la surcharge de la route 2 est de l'ordre $Q=10\text{kpa}$

III.3.1.8. Exécution de calcul :

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de Bishop, et de Fellenius les différentes simulations ont abouti aux résultats suivants :

Sous les sollicitations statiques :

Système de Pondération : norme Méthode traditionnelle/permanent ($F_s > 1.5$).

Par la méthode de BISHOP :

« Le facteur de sécurité = 1.32 », Le résultat est exprimé dans la figure suivante :

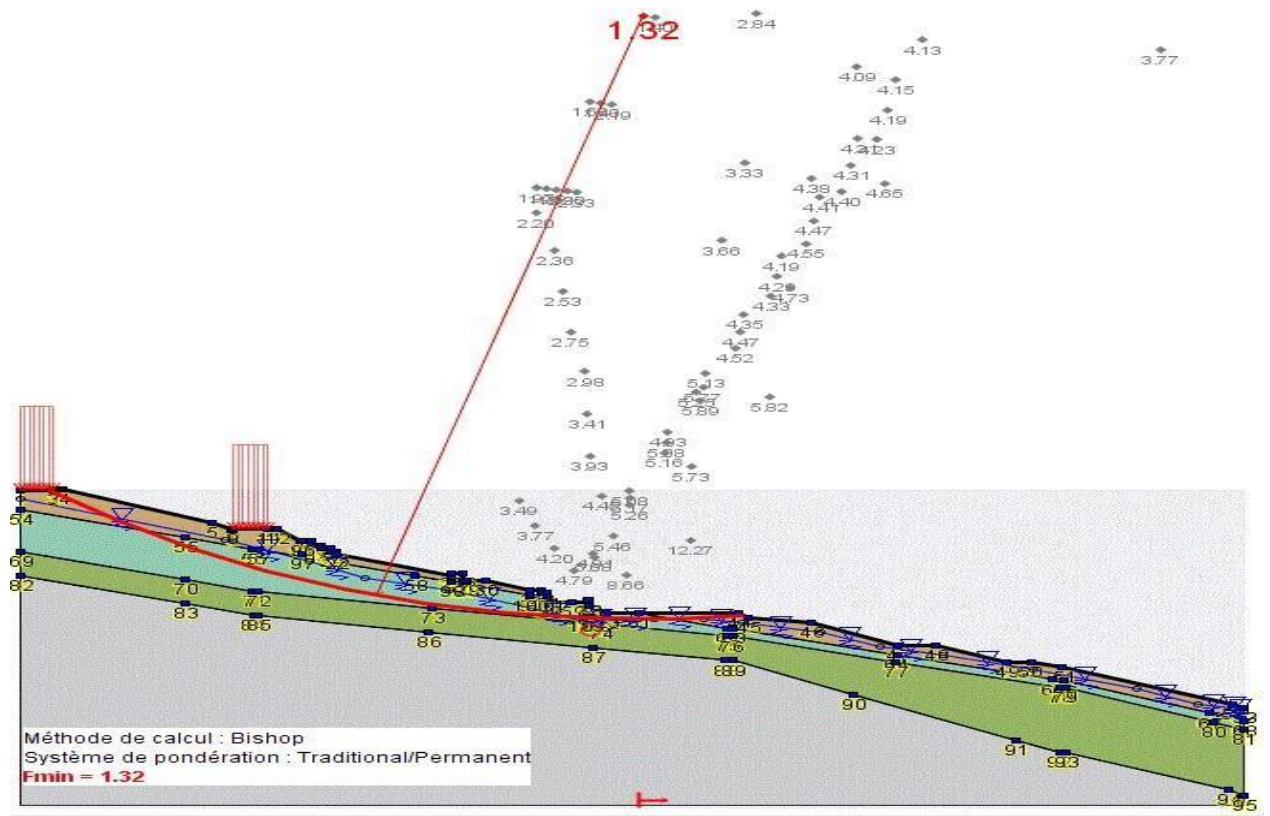


Figure III.7: coefficient de sécurité par la Méthode de Bishop zone1 (profil B1).

Par la méthode de FELLENIUS :

Pour cette méthode nous trouverons « le facteur de sécurité=1.30 ». Le résultat est dans la figure suivante :

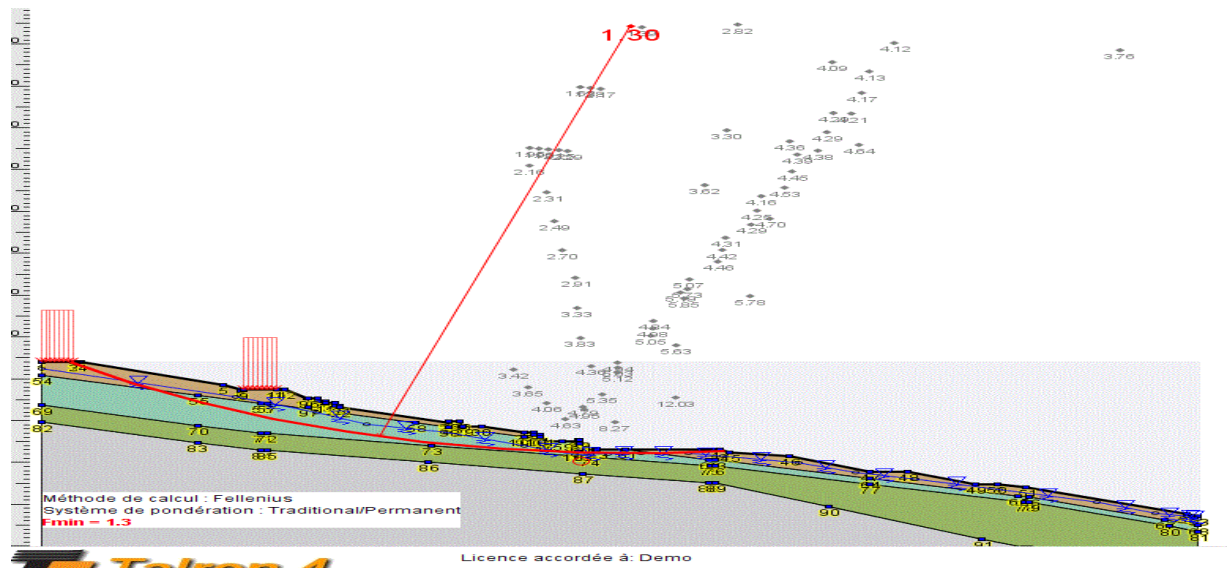


Figure III.8: coefficient de sécurité par la Méthode de Fellenius zone1 (profil B1).

Résultats donné par logiciel :

Tableau III.7: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN4 zone1 (profil B1).

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Sous sollicitation statique	1.32	1.30

Commentaire : Le coefficient de sécurité $F_s=1.3$ inférieur 1,5, donc le talus instable à l'état initial **et** le rayon du cercle critique est 204.19 m.

III.3.2. Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN zone 2 :

Le talus est modélisé par des segments reliant des points et chaque point est représenté par ces coordonnées (x, y), ces segments délimitent la couche géotechnique et forment le toit. La couche repose sur un substratum "marneux" au-delà duquel aucun glissement ne peut se produire.

Le profile est représenté dans la figure suivante :

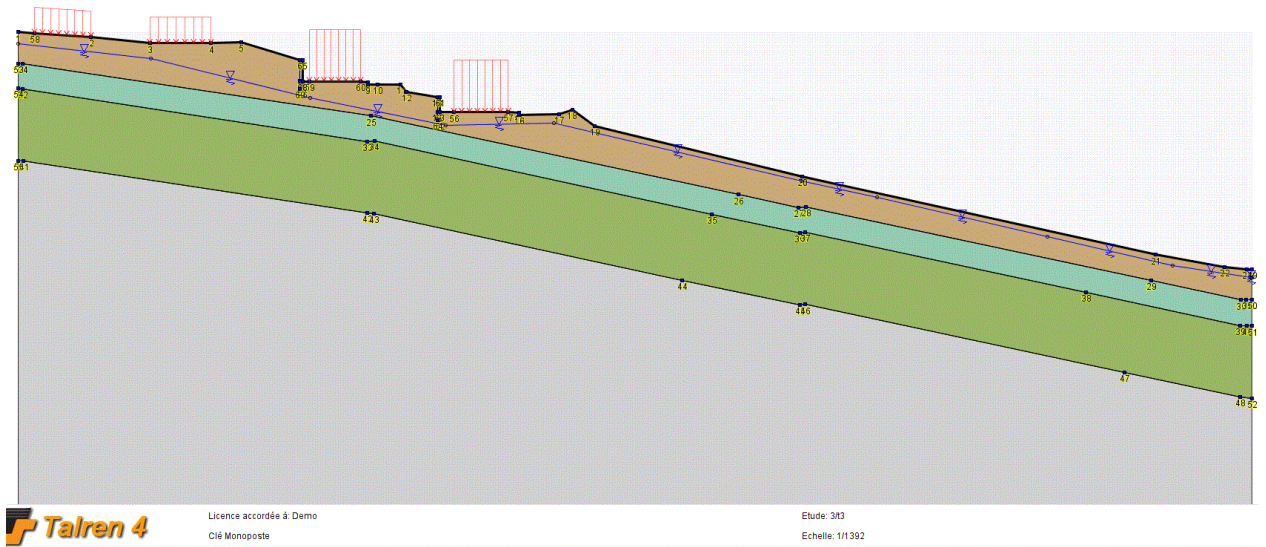


Figure III.9: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone2.

La nappe est modélisée par des points en coordonnée Xi et Yi.

Tableau III.8: Cordonnées de la nappe phréatique zone2.

Xi(m)	0.00	84.25	169.14	227.32	242.98
Yi(m)	69.69	53.60	39.52	26.02	23.77

III.3.2.1. Calcul du facteur de sécurité :

L'analyse du problème sera effectuée par deux méthodes FELLENIUS (1927) et BISHOP (1954).

III.3.2.2. Caractéristiques des sols

Les paramètres géotechniques considérés dans les calculs sont les résultats obtenus à partir des essais en laboratoire et les recoupements avec les essais dynamiques, ils sont comme suit :

Tableau III.9 : Les caractéristiques géomécaniques zone2

Matériaux	Poids volumique (KN / m3)	Cohésion (KPa)	Angle de frottement (°)
Couche d'argile	19.1	47	4.37
Couche de marne argileuse	18.5	48	5.34
Couche de marne calcaire	20.3	97	10.81

III.3.2.3. Charge d'exploitation :

Pour cette zone on a quatre charges d'exploitation :

- 1-la surcharge due à un logement de fonction (R+1) est de l'ordre de $Q=40\text{kpa}$
- 2-la surcharge due à un logement de fonction est de l'ordre $Q=40\text{kpa}$
- 3-la surcharge de la route 1 est de l'ordre $Q=10\text{kpa}$
- 4- la surcharge de la route 2 est de l'ordre $Q=10\text{kpa}$

III.3.2.4. Exécution de calcul :

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de Bishop, et de Fellenius les différentes simulations ont abouti aux résultats suivants :

Sous les sollicitations statiques :

Système de Pondération : norme Méthode traditionnelle/permanent ($F_s > 1.5$).

Par la méthode de BISHOP :

« Le facteur de sécurité = 2.18 », Le résultat est exprimé dans la figure suivante :

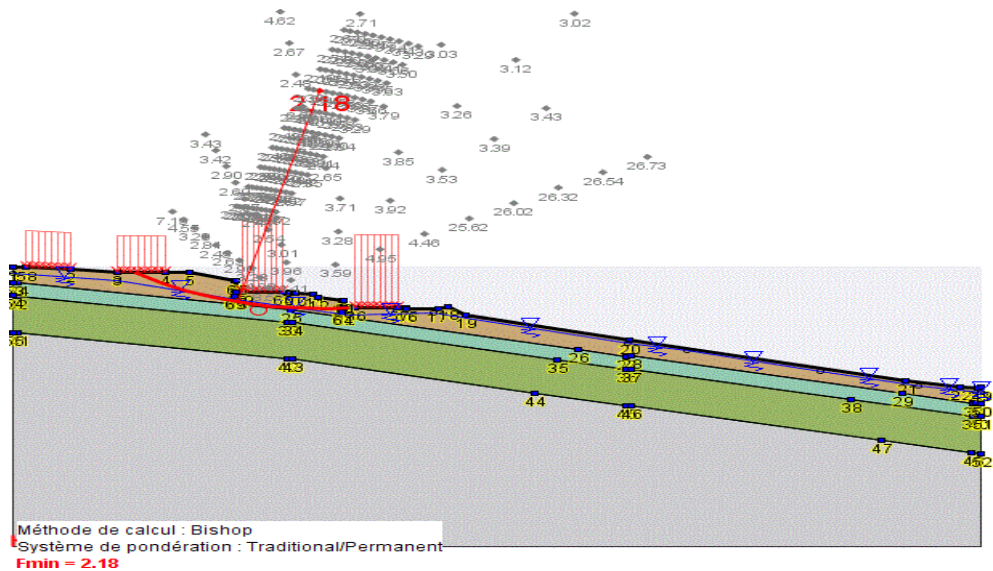


Figure III.10: coefficient de sécurité par la Méthode de Bishop zone2.

Par la méthode de FELLENIUS :

Pour cette méthode nous trouverons « le facteur de sécurité=2.17 ».Le résultat est dans la figure suivante:

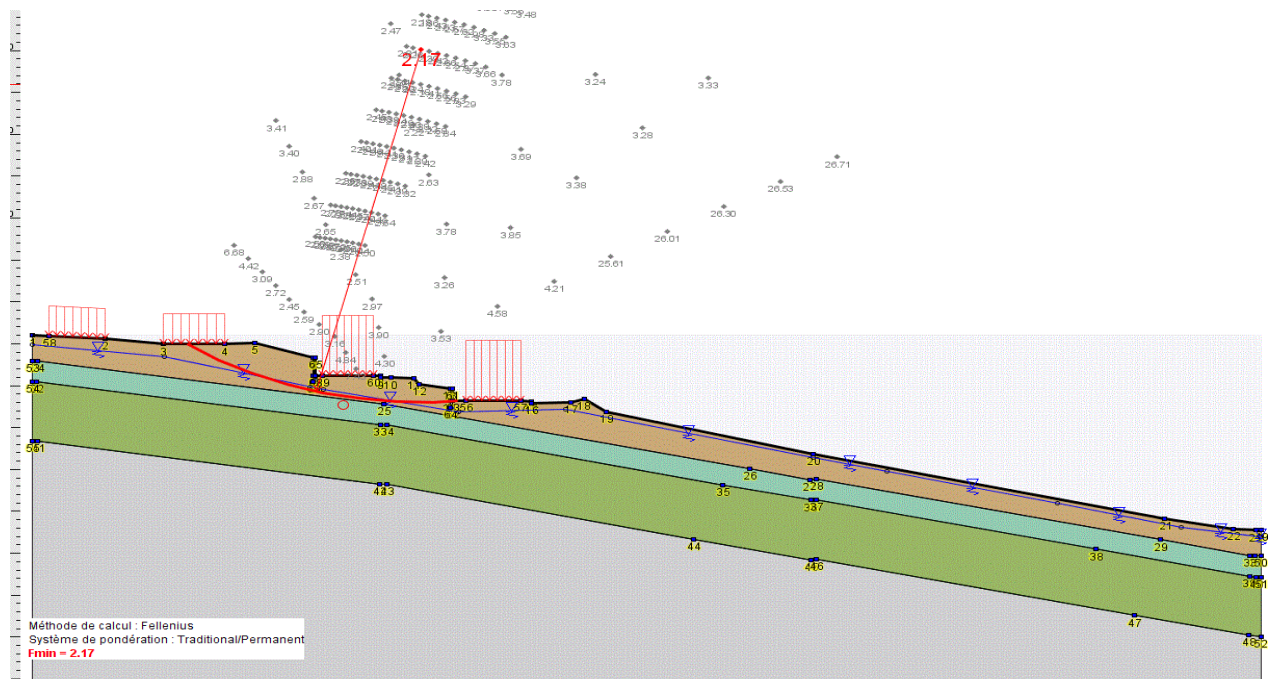


Figure III.11: coefficient de sécurité par la Méthode de Fellenius zone2.

Résultats donné par logiciel :

Tableau III.10: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN4 zone2.

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Sous sollicitation statique	2.18	2.17

Commentaire : Le coefficient de sécurité $F_s=2.7$ supérieur à 1,5, donc le talus stable à l'état initial.

III.3.3. Modélisation du talus à l'aide de logiciel TALREN4 zone 3 :

Le talus est modélisé par des segments reliant des points et chaque point est représenté par ces

Coordonnées (x. y), ces segments délimitent la couche géotechnique et forment le toit.

La couche repose sur un substratum "marneux" au-delà duquel aucun glissement ne peut se produire.

Le profile est représenté dans la figure suivante :



Figure III.12: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique zone3.

La nappe est modélisée par des points en coordonnée Xi et Yi.

Tableau III.11: Cordonnées de la nappe phréatique zone3.

Xi(m)	0.25	78.65	79.15	100.21	119.27	167.57	200.84	213.54
Yi(m)	63.52	46.20	45.19	37.51	32.32	25.47	21.96	20.62

III.3.3.1. Calcul du facteur de sécurité :

L'analyse du problème sera effectuée par deux méthodes FELLENIUS (1927) et BISHOP (1954).

III.3.3.2. Caractéristiques des sols

Les paramètres géotechniques considérés dans les calculs sont les résultats obtenus à partir des

Essais en laboratoire et les recoupements avec les essais dynamiques, ils sont comme suit :

Tableau III.12 : Les caractéristiques géomécaniques zone3.

Matériaux	Poids volumique (KN / m3)	Cohésion (KPa)	Angle de frottement (°)
Couche d'argile	17.7	41	4.57
Couche de marne argileuse	18.3	63	10.79
Couche de marne calcaire	20	71	10.81

III.3.3.3. Charge d'exploitation :

Pour cette zone on a deux charges d'exploitation :

1-la surcharge due à une route (R1) est de l'ordre de $Q=10\text{kpa}$

2-la surcharge due à une route (R2) est de l'ordre $Q=10\text{kpa}$

III.3.3.4. Exécution de calcul :

Après la modélisation du talus et le calcul avec la méthode de Bishop, et de Fellenius les différentes simulations ont abouti aux résultats suivants :

Sous les sollicitations statiques :

Système de Pondération : norme Méthode traditionnelle/permanent ($F_s > 1.5$).

Par la méthode de BISHOP :

« Le facteur de sécurité = 1.39 », Le résultat est exprimé dans la figure suivante :

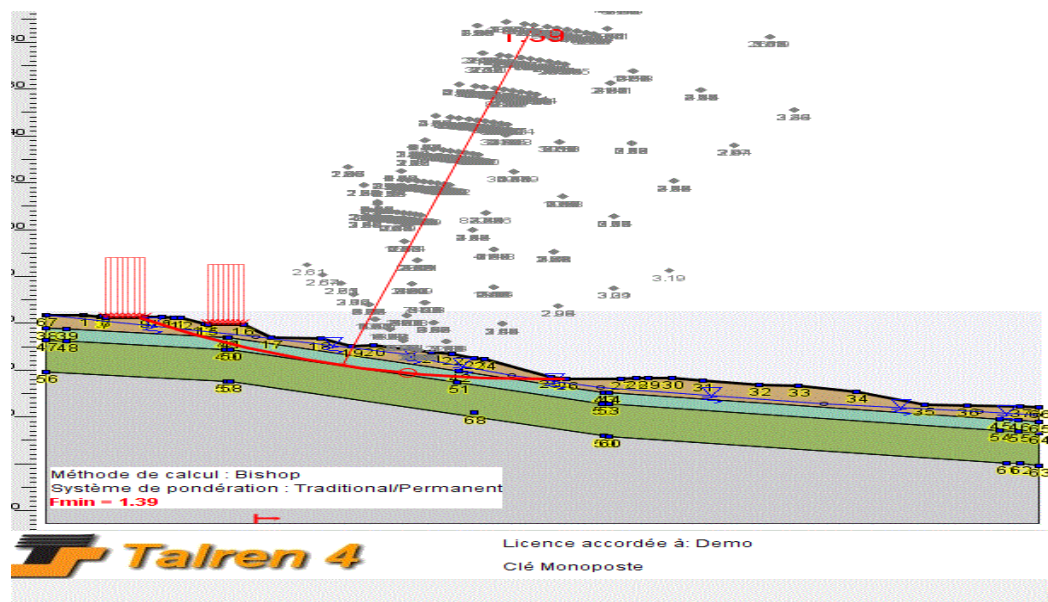


Figure III.13: coefficient de sécurité par la Méthode de BishoP zone3.

Par la méthode de FELLENIUS :

Pour cette méthode nous trouverons « le facteur de sécurité=1.39 ». Le résultat est dans la figure suivante :

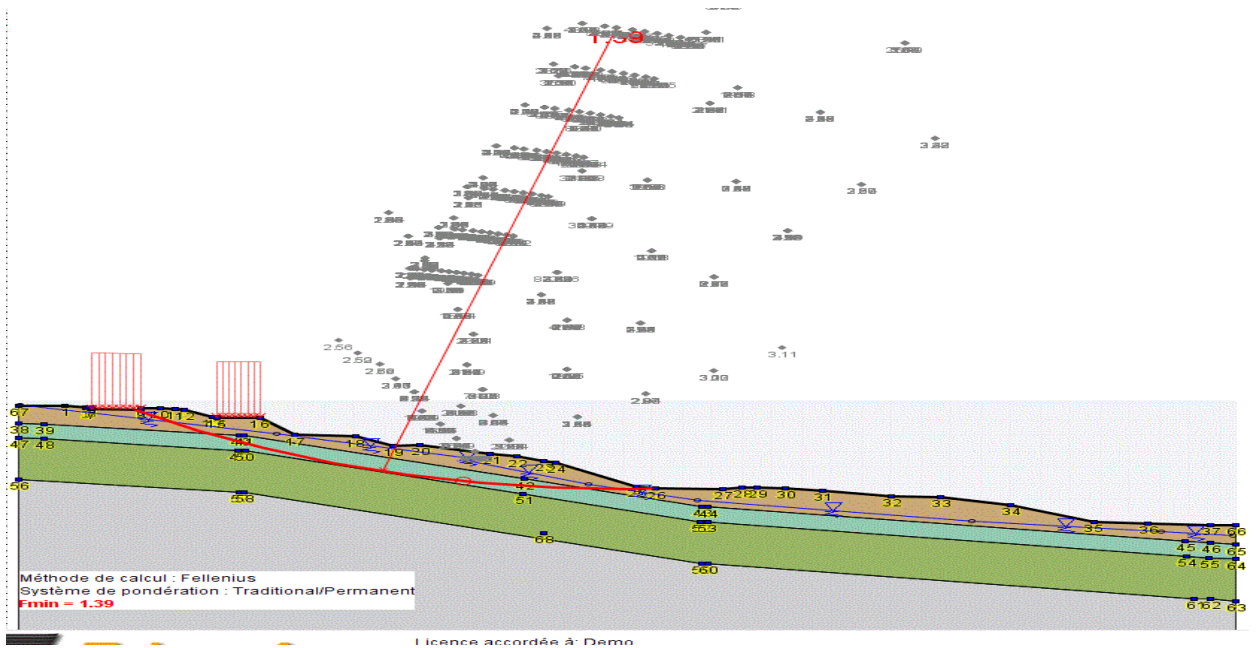


Figure III.14: coefficient de sécurité par la Méthode de Fellenius zone3.

Résultats donné par logiciel :

Tableau III.13: récapitulation les résultats de coefficient de sécurité par TALREN4 zone3.

Les variantes	Méthodes de calcul	
	Bishop	Fellenius
Sous sollicitation statique	1.39	1.39

Commentaire : Le coefficient de sécurité $F_s=1.39$ inférieur 1,5, donc le talus instable à l'état initial et le rayon du cercle critique est 151.08 m.

4. Interprétation des résultats de coefficient de sécurité :

Après calcul avec le programme, nous avons constaté que nous avons une stabilité dans la zone 2.

Après avoir calculé de deux manières (BISHOP et FELLUNIS) nous avons constaté que les coefficients de stabilité sont proches

Nous avons utilisé un coefficient de comparaison de stabilité de 1,5.

5. Conclusion :

L'analyse de la stabilité de terrain excavé par le programme de calcul Talren4 nous a permis de conclure ce qui suit :

- La mise en place d'un dispositif de confortement pour la stabilisation définitive et nécessaire.
- Un système de drainage superficiel est indispensable pour abaisser le niveau d'eau et par conséquent éliminer le surplus des pressions interstitielles.

IV.1. Introduction :

D'après les résultats obtenus du calcul de stabilité du site, le terrain est instable dans la zone1 et zone3 étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon.

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

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

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques et les calculs effectués pour déterminer le coefficient de sécurité, confirme un mouvement de glissement de terrain orienté dans le sens de la plus grande pente. Cette instabilité a été provoquée par : les fortes précipitations et la sous-estimation de confortement utilisée.

IV.2 Recherche d'une solution confortative :

En pratique, les principaux intervenants dans la conception d'un ouvrage de soutènement sont :

Le bureau d'études, l'architecte et l'expert en géotechnique. Notre travail dans ce mémoire est réservé à la conception géotechnique.

Alors, pour le confortement du glissement étudié de Ain turki, nous avons préconisé la Solution Mise en place d'une paroi moulée.

La solution doivent être accompagnées par un système de drainage.

IV.3 Choix d'ouvrages de soutènement**IV.3.1 Confortement par des parois moulées :****a. Définition de paroi moulée :**

La paroi moulée est un écran de soutènement souple formé de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbés, généralement en béton (armé ou non armé), pouvant avoir une hauteur de quelques dizaines de mètres.

A l'encontre des murs de soutènement rigides fonctionnant par leur poids pour assurer la stabilité, les parois moulées fonctionnent par encastrement dans lesol ou par ancrage.

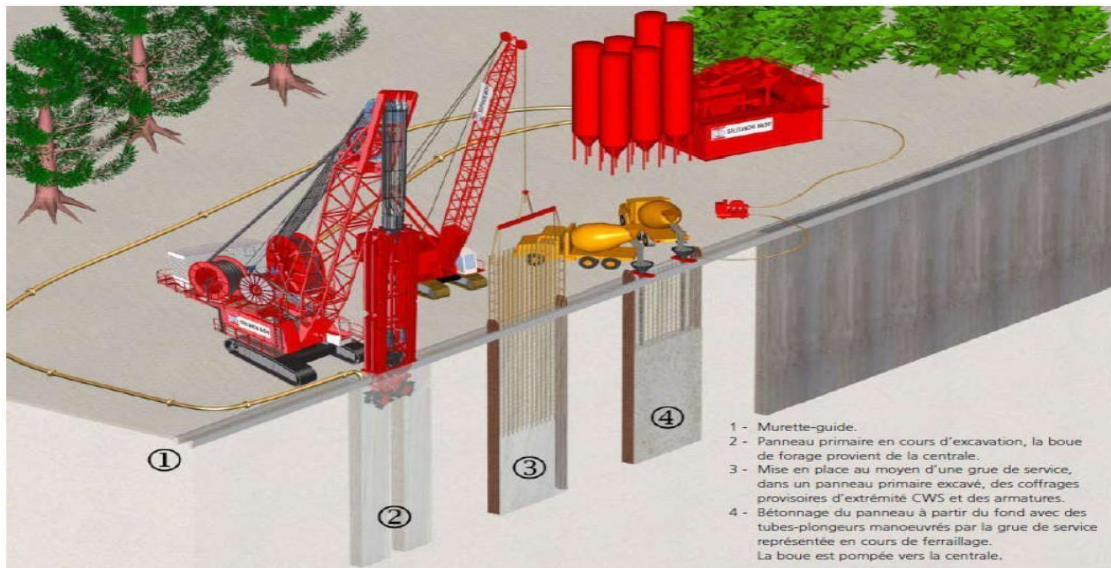


Figure IV.1: Les étapes de réalisation d'une paroi moulée

b. position de la paroi moulée :

La stabilité du site avec confortement du type parois moulées est évaluée par le logiciel Talren4. pour le profil de la zone 1 (hauteur du remblai de 15.8m) et la zone 3(hauteur du remblai de 10.10m) .

En raison de charge existantes, nous ne pouvions pas mettre de mur de barrière, nous avons donc proposé de mettre un mur de barrière entre deux routes dans la zone 1.

Quant à la zone 2, nous avons mis une paroi moulée sous une deuxième route afin d'établir de la terre à cet endroit et il n'y a pas des charges, puis nous avons décidé de mettre la paroi moulée à cet endroit.

Nous n'avons pas pu dimensionner la paroi moulée parce que manque les essais.



Figure IV.2: position de paroi moulée zone 1

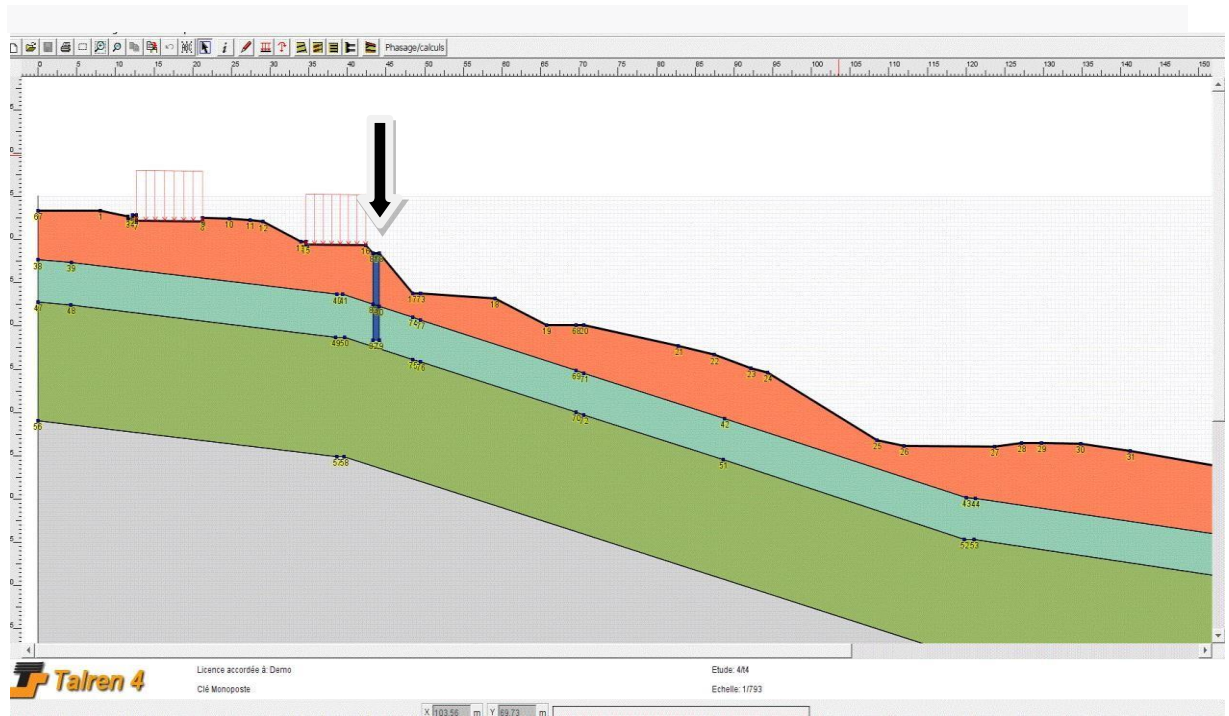


Figure iv.3 : position de paroi moulée zone 3

IV A Vérification avec logiciel Talren 4 :

IV A1 Zone 1 (profil A1) :

IV A1.1 Définition des paramètres :

Les paramètres géotechniques introduits dans le logiciel de calcul Talren 4 sont donné par le tableau 1 :

Tableau IV..1 : les données de la paroi moulée ZONE 1 (profil A1) :

Paramètre	La valeur
Epaisseur(m)	1.4
Fishe (m)	15.8
Langueur(m)	73.32

IV412 Résultats de calcul avec Talren 4 :

Le résultat de calcul de coefficient de sécurité est donné par la figure 1 :

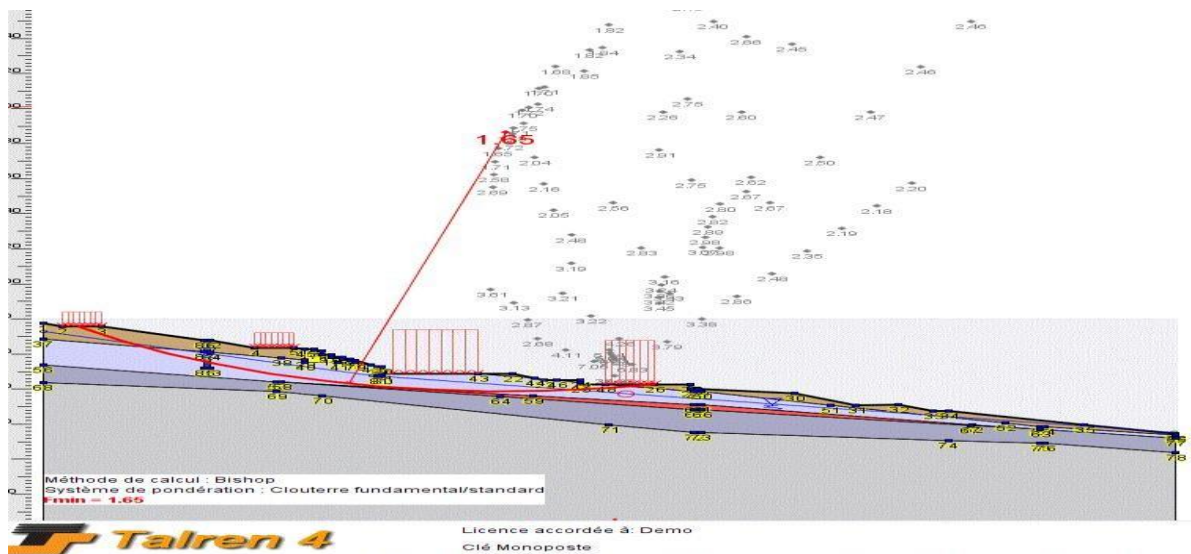


Figure IV.4 : Coefficient de sécurité après le confortement.

IV413 Interprétations des résultats :

Le facteur de sécurité obtenu par Talren 4 égal à $F_s = 1.65$

Après réalisation de ce système, le calcul de stabilité que nous avons mené, à l'aide du logiciel a permis d'aboutir à un coefficient de sécurité $F_s > 1.5$. le site sera donc stable vis-à-vis au glissement.

IV42 Zone 1 (profil B1) :

IV421 Définition des paramètres :

Les paramètres géotechniques introduits dans le logiciel de calcul Talren 4 sont donné par le tableau 2

Tableau IV.2 : les données de la paroi moulée ZONE 1 (profil B1):

Paramètre	La valeur
Epaisseur(m)	1.4
Fishe (m)	15.27
Langueur(m)	73.32

IV422 Résultats de calcul avec Talren 4 :

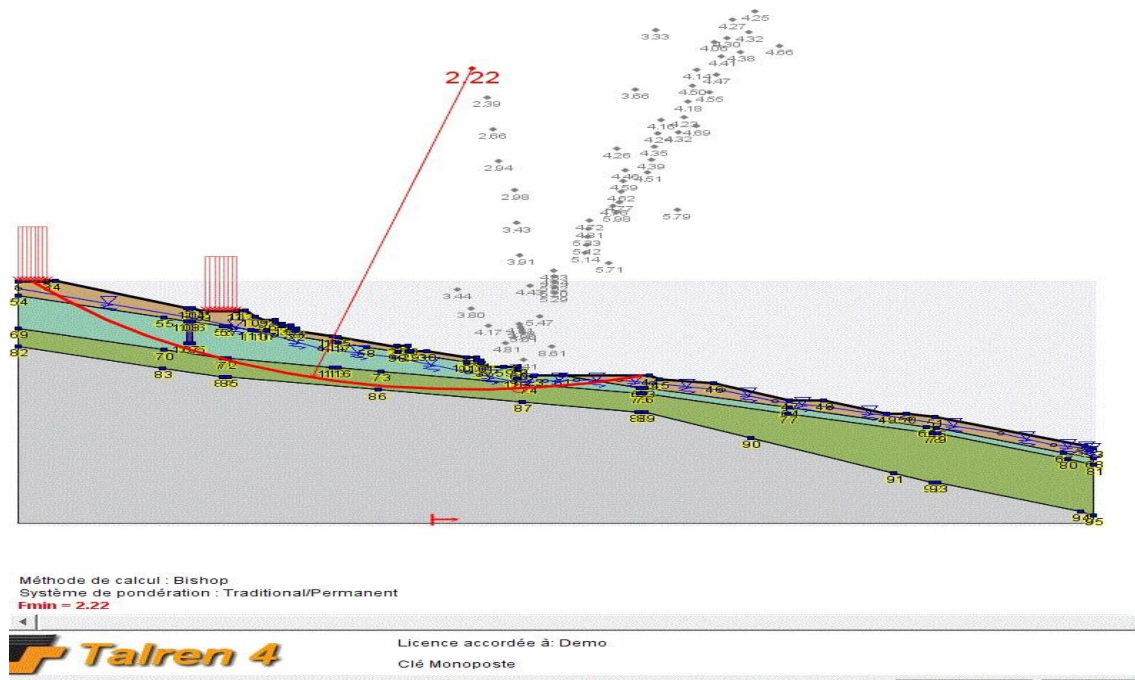


Figure IV.5: Coefficient de sécurité après le confortement

IV423 Interprétations des résultats :

Le facteur de sécurité obtenu par Talren 4 égal à $F_s = 2.22$

Après réalisation de ce système, le calcul de stabilité que nous avons mené, à l'aide du l'ogiciel a permis d'aboutir à un coefficient de sécurité $F_s > 1.5$. le site sera donc stable vis-à-vis au glissement.

IV43 Zone 3 :

IV431 Définition des paramètres :

Les paramètres géotechniques introduits dans le logiciel de calcul Talren 4 sont donné par le tableau 3.

Tableau IV.3 : les données de la paroi moulée ZONE 3

Paramètre	La valeur
Epaisseur(m)	0.78
Fiche (m)	10.07
Langueur(m)	51.41

IV432 Résultats de calcul avec Talren 4 :

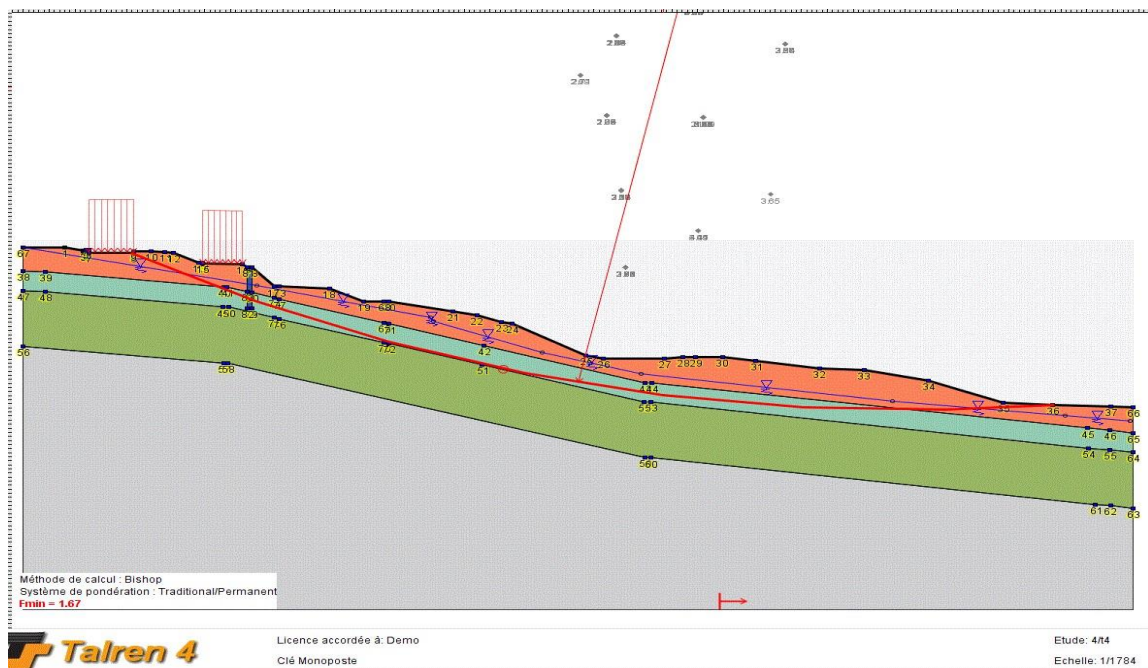


Figure IV.6: Coefficient de sécurité après le confortement

IV433 Interprétations des résultats :

Le facteur de sécurité obtenu par Talren 4 égal à $F_s = 1.67$

Après réalisation de ce système, le calcul de stabilité que nous avons mené, à l'aide du logiciel a permis d'aboutir à un coefficient de sécurité $F_s > 1.5$. Le site sera donc stable vis-à-vis au glissement.

IV5 Recommandations et suggestions pour la réalisation :

Pour des raisons d'aspect environnemental (espace touristique), les parties vues des parois des ouvrages définitifs sont le plus souvent, soit traitées après ragréage ou rabotage, soit revêtues d'un bardage.

La masse de sol remanié décomprimée à cause de glissement ne peut pas être décaissé à cause de sa grande quantité, alors elle doit être reconstituée en place et recomptée par des couches moyennement minces après le maintien du soutènement.

On recommande de faire une analyse chimique pour les échantillons du sol ainsi l'eau de site, si le milieu est agressif, l'armature des tirants doit être protégée.

On note aussi que le sol contient de l'eau ce qui nécessite l'utilisation de la bentonite lors du forage

.IV.6. Conclusion :

L'étude de confortement et la stabilisation de terrain glissé par le programme de calcul Talren4 nous a permis de conclure ce qui suit :

- Le coefficient de sécurité calculé par le logiciel talren4 après la mise en place de la paroi moulée est supérieur à 1,50 ce qui signifie que le terrain est en état stable.
- la solution préconisée : parois moulées sur place appartient le choix le mieux adapté à ce site vu que la hauteur importante de talus.

Conclusion générale :

Le travail que nous avons réalisé, dans le cadre de ce mémoire de fin d'études de Master, concerne l'étude de la stabilité du glissement de terrain survenu sur la Ain turki (Wilaya de Ain Defla).

La méthodologie suivie dans ce travail était de faire d'abord une étude préliminaire qui contient le contexte géologique, le climat ; ce qui a permis d'établir un constat préliminaire de la situation observée et de dégager les causes probables de ce déséquilibre du terrain.

Par la suite, la reconnaissance géotechnique exécutée à travers des essais in situ et des essais de laboratoire, ont permis d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques, en particulier la cohésion et l'angle de frottement. Un des objectifs de cette reconnaissance est d'apprécier l'étendu et la profondeur de la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

L'interprétation de ce glissement de terrain est faite par une analyse numérique à l'aide logiciels "TALREN-V4".

Le coefficient de sécurité F_s , qui indique l'état de stabilité des terrains et qui a été calculé à l'aide logiciel, indique que le talus est dans un état instable et nécessite un ouvrage de confortement.

Parmi les ouvrages de soutènement, nous avons opté pour une variante constituée d'une "parois moulée", Les résultats du coefficient de sécurité F_s pour les variantes, trouvés par le logiciel

"TALREN4", indiquent qu'ils sont, après confortement, proches ; ce qui permet de conclure que la méthode de confortement sont sécuritaires vis-à-vis de la stabilité du talus.

[1] **FLAVIGNY Etienne** (2019), Les glissements de terrain, Encyclopédie de l'Environnement, [en ligne ISSN 2555-0950] url : <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/glissements-de-terrain/>.

[2]**P. Melquiot** : 1.001 Mots et abréviations de l'environnement et du développement durable .éditeur RECYCONSULT.192 pages.

[3]- **ZIAM Khaled- BOUKHEDICHE Abderrahmen** ,Mémoire master 2 en génie civil. Thème : Étude d'un Glissement de Terrain sur EX RN01 et CW 51 AU PK 0+400 A Médéa(Ouazra).2010.

[4]. **HAMZA-CHERIF Riad**, Mémoire Magister en Génie Civil. Thème : EtudeDes Mouvements De Pentes Par Le Code De Calcul "Pfc2d". Université Abou-Bekr Belkaid (Tlemcen). 2009.

[5].**KHELIL Nassim- SENAD Bilal** : mémoire de fin d'étude « Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements MEZGHITANE (JIJEL) » juin 2014 université Abderrahmane Mira de Bejaia.

[6]. **SAADI MANEL - ARAB MANEL**, Mémoire master 2 en génie civil. Thème : Etude d'un glissement de terrain Survenu à Boumerdès et proposition d'un ouvrage de Soutènement.2019

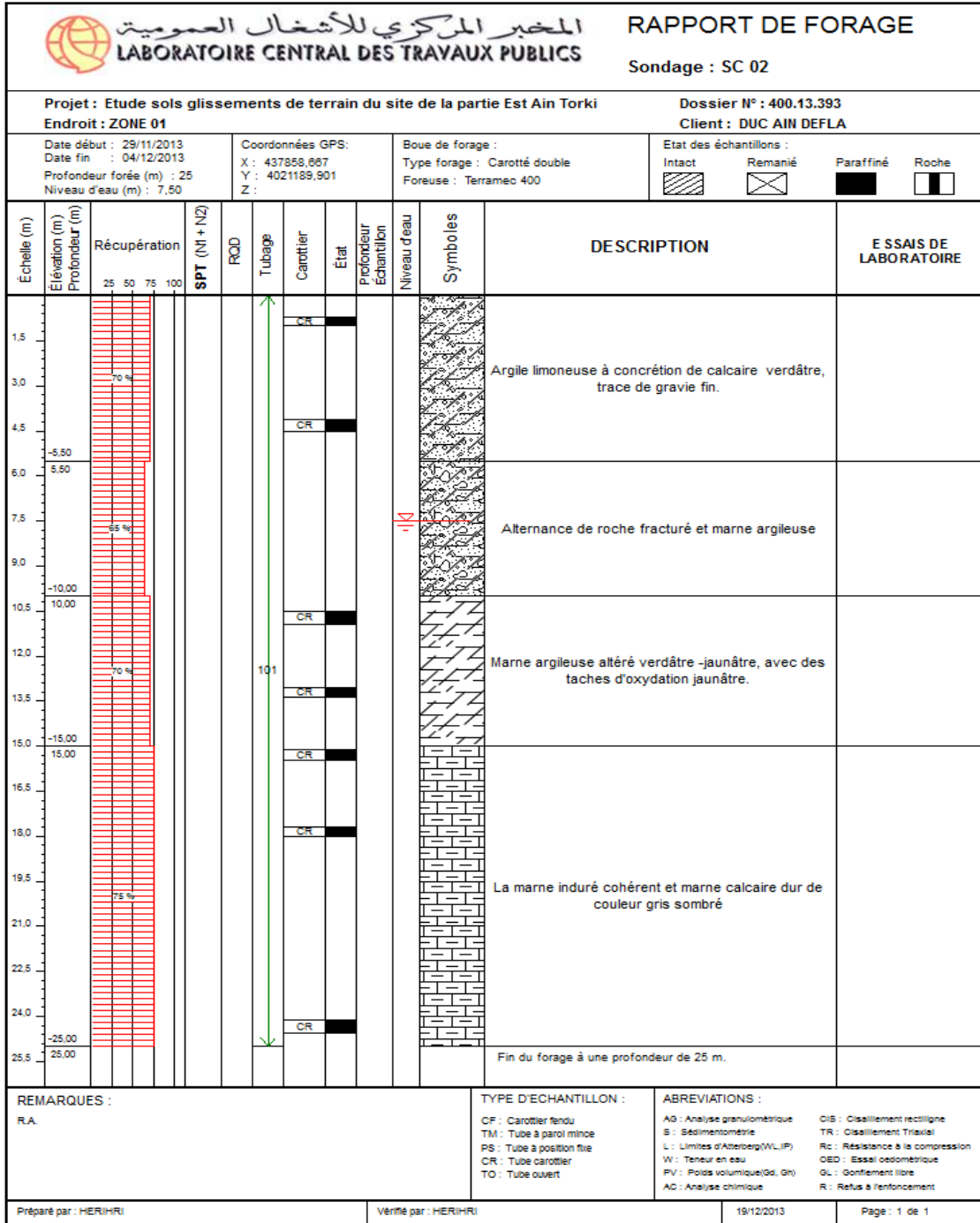
[7]. **YAHIAOUI Ahmed -ZIBANI Khelifa** , Mémoire master 2 en génie civil. Thème : ETUDE DE CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN PROFOND RN24 BOULIMAT,BEJAIA.2013.

[8].**Varnes, D. J.** Slope movement types and processes. In Schuster, R. L. and Krizek, R. J., editors, Landslides : analysis and control, volume 176, pages 11{33. National Academic Press, Washington, USA. 1978.

[9]. **BOURAHLA Abdelkader - EL HAFFAF Ayoub** , , Mémoire master 2 en génie civil. Thème :Etude d'un glissement de terrain survenu à Azazga, w. Tizi-Ouzou et proposition de solution de stabilité.2019.

Annexe A

Profils lithologiques du sol par les sondages carottés





Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki Endroit : ZONE 01				Dossier N° : 400.13.393 Client : DUC AIN DEFLA										
Date début : 25/11/2013 Date fin : 28/11/2013 Profondeur forée (m) : 25 Niveau d'eau (m) : 10,90		Coordonnées GPS: X : 437905,014 Y : 4021211,808 Z :		Boue de forage : Type forage : Carotté double Foreuse : Terramec 400		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>								
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	E SSAIS DE LABORATOIRE	
		25 50 75 100												
1.5			85 %									Remblai (grave concassé+ argile graveleuse caillouteux rougeâtre)		
3.0	-3.80						CR							
4.5	3.80						CR							
6.0							CR							
7.5							CR							
9.0			70 %									Marne argileuse altéré verdâtre, trace de gravie fin, avec passage des blocs de calcaire centimétrique.		
10.5							CR							
12.0							CR							
13.5	-13.00													
15.0	13.00													
16.5			70 %											
18.0							CR							
19.5														
21.0	-19.50						CR							
22.5	19.50		75 %											
24.0							CR							
25.5	-25.00						CR							
25.5	25.00											Fin du forage à une profondeur de 25 m.		
REMARQUES : RA											TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par : HERIHR					Vérfié par : HERIHR					19/12/2013		Page : 1 de 1		



Projet : Etude de sol glissement de terrain du site de la parie Est Ain Torki				Dossier N° : 400.13.393								
Endroit : ZONE 01				Client : DUC AIN DEFLA								
Date début : 11/11/2013 Date fin : 15/11/2013 Profondeur forée (m) : 25 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : 437795,894 Y : 4021100,010 Z :		Boue de forage : Type forage : Carotté double Foreuse : Terramec 400		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>						
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	E SSAIS DE LABORATOIRE
1.5		70 %									Argile graveleuse rougeâtre à brunâtre	
3.0	-3.00							CR				
4.5	-5.00	65 %									Argile limoneuse altéré verdâtre, trace de gravie fin et faiblement marneuse.	
6.0	-5.00							CR				
7.5												
9.0		70 %						CR			Marne argileuse un peu graveleuse friable de couleur grisâtre, avec des taches d'oxydation noirâtre et rougeâtre	
10.5												
12.0	-13.00							CR				
13.5	13.00											
15.0								CR				
16.5												
18.0								CR				
19.5		75 %										
21.0								CR				
22.5												
24.0								CR				
25.5	-25.00							CR				
25.5	25.00										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	
REMARQUES : R.A.S						TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Sd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement				
Préparé par : HERI/RI				Vérifié par : HERI/RI				03/12/2013		Page : 1 de 1		



Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki
Endroit : ZONE 01

Dossier N° : 400.13.393

Client : DUC AIN DEFLA

Date début : 18/11/2013
Date fin : 21/11/2013
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 437850,982
Y : 4021088,912
Z :

Boue de forage :
Type forage : Carotté double
Foreuse : Terramec 400

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5												
3.0											Argile marneuse et marne argileuse de couleur verdâtre et grisâtre, avec des taches d'oxydation	
4.5		70 %										
6.0												
7.5	-7.50											
9.0	7.50										Marne feuilleté friable et fracturé grisâtre, trace de sable et gravier fin.	
10.5		70 %										
12.0	-11.50											
13.5	11.50											
15.0												
16.5												
18.0		75 %									La marne induré cohérent et marne calcaire dur de couleur gris sombre	
19.5												
21.0												
22.5												
24.0												
25.5	-25.00										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	
	25.00											

REMARQUES :

R.A.S

TYPE D'ECHANTILLON :

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

ABREVIATIONS :

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



Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki
Endroit : ZONE 01

Dossier N° : 400.13.393

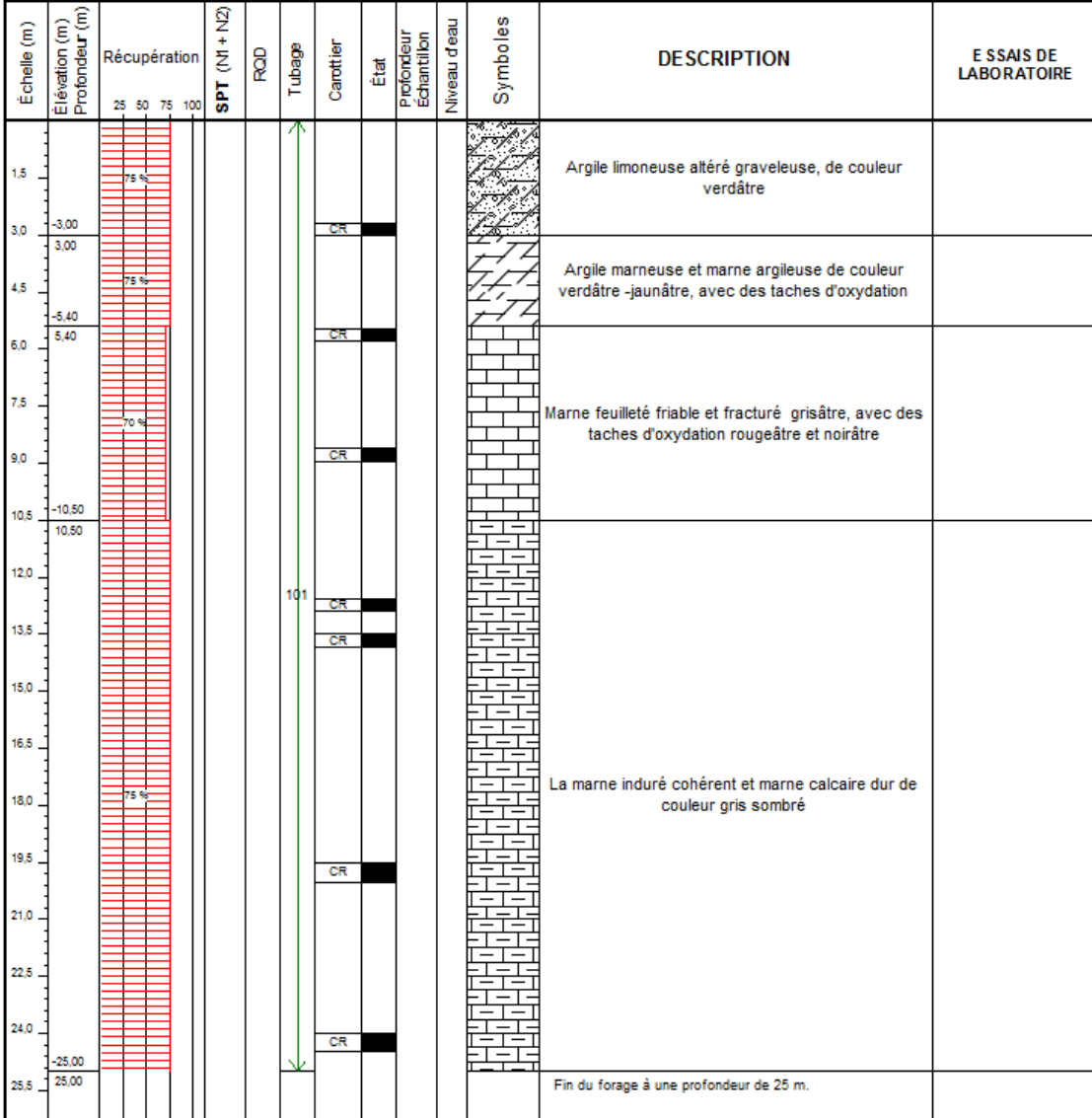
Client : DUC AIN DEFLA

Date début : 15/11/2013
Date fin : 21/11/2013
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 437902,099
Y : 4021087,248
Z :

Boue de forage :
Type forage : Carotté double
Foreuse : Terramec 400

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche



REMARQUES :
R.A.S

TYPE D'ECHANTILLON :

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

ABREVIATIONS :

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



Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Dossier N° : 400.13.393

Endroit : ZONE 01

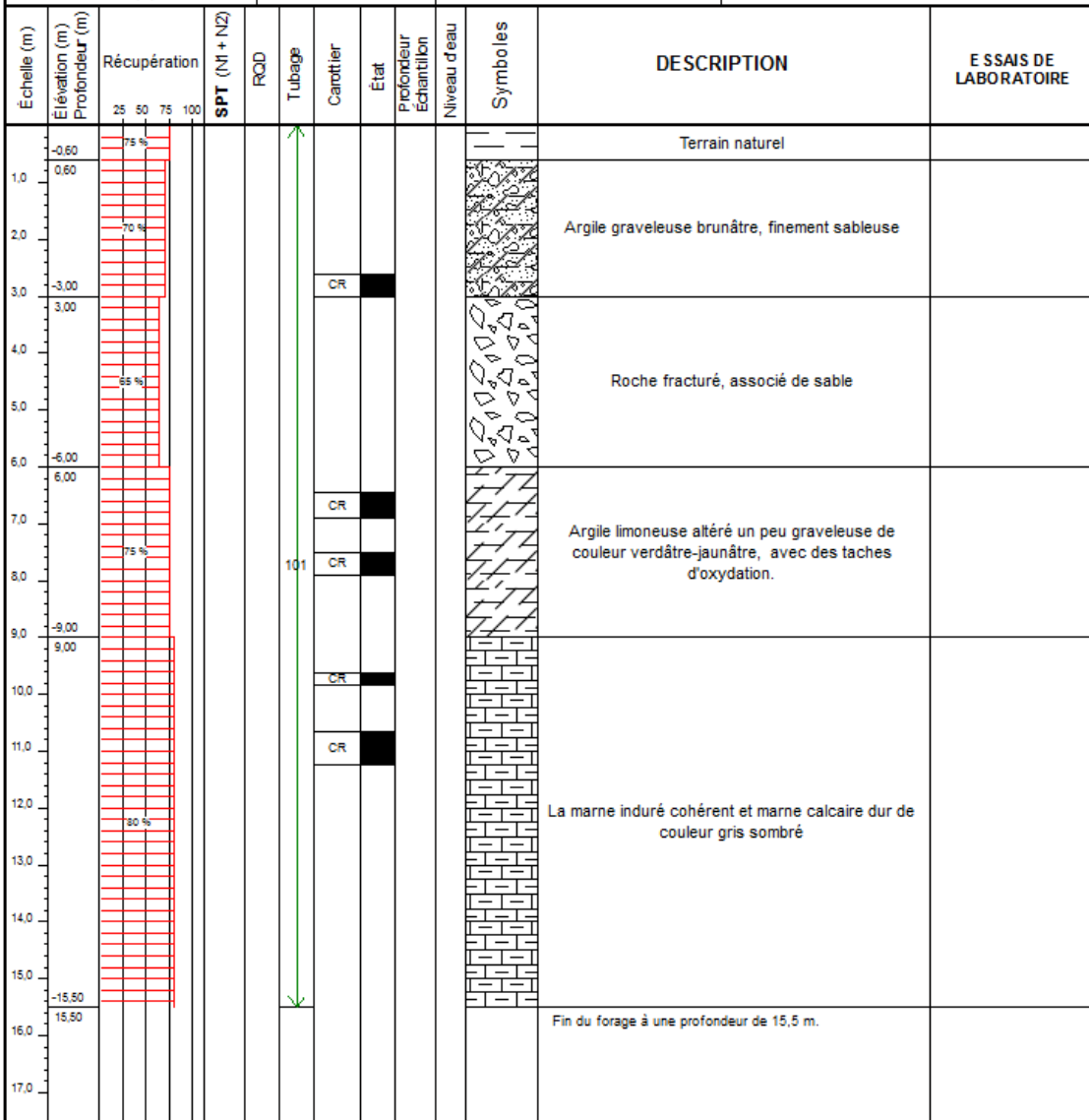
Client : DUC AIN DEFLA

Date début : 23/11/2013
Date fin : 24/11/2013
Profondeur forée (m) : 15,5
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 437782,378
Y : 4021032,858
Z :

Boue de forage : -
Type forage : Carotté double
Foreuse : Terramec 400

Etat des échantillons :



REMARQUES :

R.A.S

TYPE D'ECHANTILLON :

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

ABREVIATIONS :

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



Projet : Etude de sol glissement de terrain du site de la parie Est Ain Torki				Dossier N° : 400.13.393								
Endroit : ZONE 01				Client : DUC AIN DEFLA								
Date début : 25/11/2013 Date fin : 27/11/2013 Profondeur forée (m) : 13 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : 437844,580 Y : 4021016,264 Z :		Boue de forage : Type forage : Carotté double Foreuse : Terramec 400		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>						
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	E SSAIS DE LABORATOIRE
1.0												
2.0		70 %				CR					Argile limoneuse altéré de couleur verdâtre-jaunâtre, avec des taches d'oxydation.	
3.0						CR						
4.0		75 %									Argile marneuse et marne argileuse de couleur verdâtre -jaunâtre, avec des taches d'oxydation	
5.0												
6.0												
7.0												
8.0												
9.0		75 %				CR					La marne induré cohérent et marne calcaire dur de couleur gris sombre.	
10.0												
11.0						CR						
12.0						CR						
13.0											Fin du forage à une profondeur de 13 m.	
14.0												
15.0												
16.0												
17.0												
REMARQUES : RAS						TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert			ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement			
Préparé par : HERIHR				Vérifié par : HERIHR				03/12/2013		Page : 1 de 1		



Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Dossier N° : 400.13.393

Endroit : ZONE 01

Client : DUC AIN DEFLA

Date début : 23/11/2013
Date fin : 24/11/2013
Profondeur forée (m) : 15
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 437900,297
Y : 4021013,532
Z :

Boue de forage :
Type forage : Carotté double
Foreuse : Terramec 400

Etat des échantillons :
Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0											Argile graveleuse caillouteux rouge à brun	
2.0		70 %										
3.0	-3.00							CR			Argile limoneuse altéré un peu graveleuse de couleur verdâtre-jaunâtre, avec des taches d'oxydation.	
4.0	3.00											
5.0		75 %										
6.0	-5.00											
7.0	6.00							CR			Marne argileuse friable et fracturé de couleur grisâtre, avec des taches d'oxydation	
8.0												
9.0		70 %										
10.0												
11.0	-11.00							CR				
12.0	11.00											
13.0		75 %									La marne induré cohérent et marne calcaire dur de couleur gris sombre.	
14.0												
15.0	-15.00											
16.0	15.00										Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
17.0												

REMARQUES :

R.A.S

TYPE D'ECHANTILLON :

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


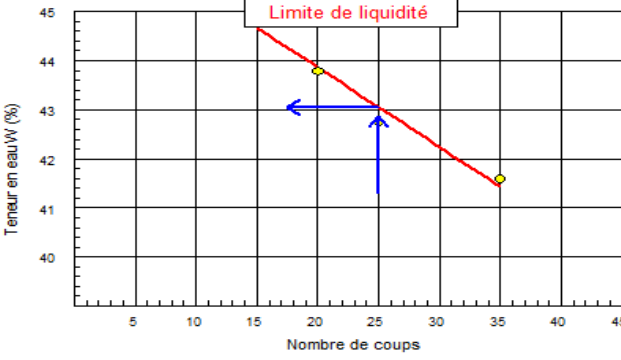
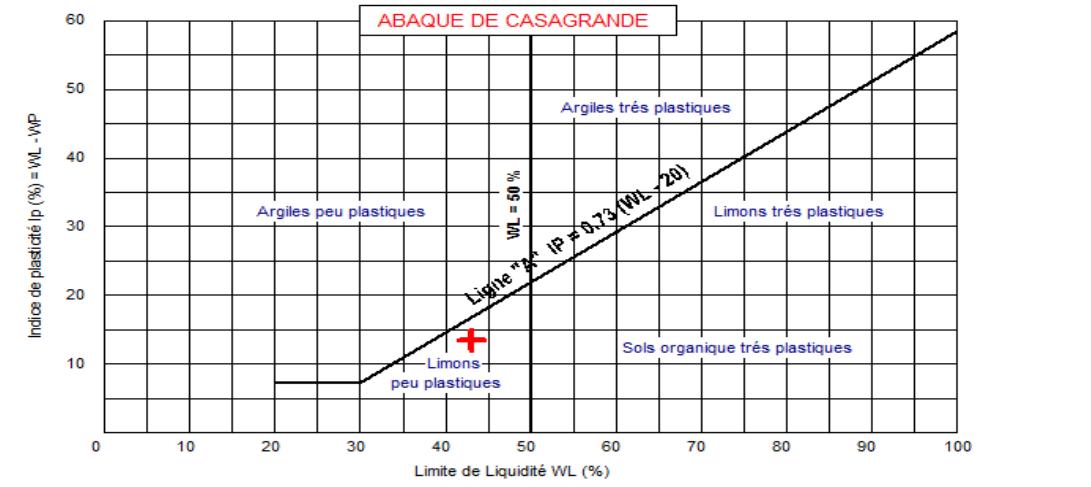
ABREVIATIONS :

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

Annexe B

Résultats des essais de laboratoire.

SC01

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051																
Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki Endroit : AIN TORKI	N° Projet : 400.13.393																
Sondage n° : SC 01 Profondeur : 5.17/5.96 Nature : Limon	Date essais : 03/02/2014																
Limite de Liquidité (%) : WL = 43,05 Limite de Plasticité (%) : WP = 29,59 Indice de Plasticité (%) : IP = 13,46	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 16,28 Indice de consistance : Ic = 1,99																
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>29,8</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>29,74</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>29,54</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>29,28</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	29,8	2	29,74	3	29,54	4	29,28				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	29,8																
2	29,74																
3	29,54																
4	29,28																
																	
Remarque :																	
Préparé par :	Approuvé par : Date :																

© Solhaic 2007



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 01

Date essais : 27/01/2014

Profondeur : 6.76/7.10

Nature : Limon

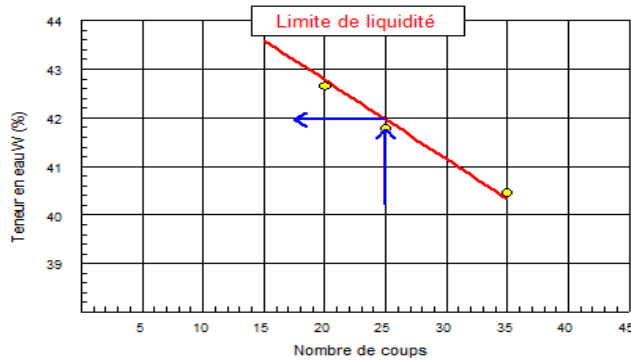
Limite de Liquidité (%) : WL = 41,96

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 13,50

Limite de Plasticité (%) : WP = 28,75

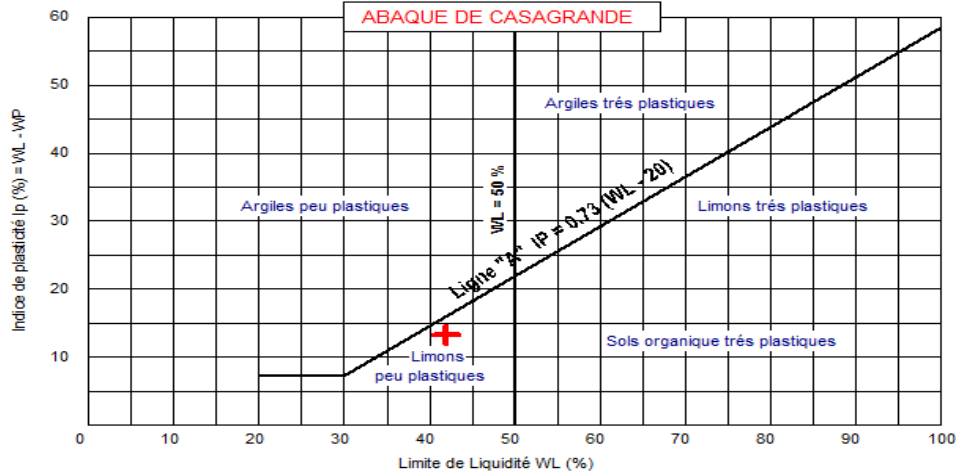
Indice de consistance : Ic = 2,15

Indice de Plasticité (%) : IP = 13,21



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	28,84
2	28,47
3	28,91
4	28,76



© Sofiet, 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 01

Date essais : 27/01/2014

Profondeur : 8.70/9.00

Nature : Limon

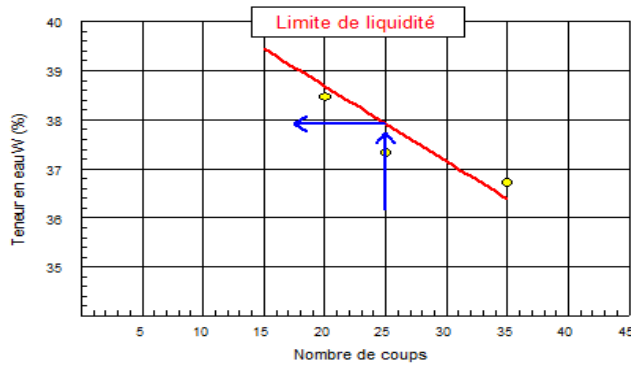
Limite de Liquidité (%) : WL = 37,92

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 6,49

Limite de Plasticité (%) : WP = 25,82

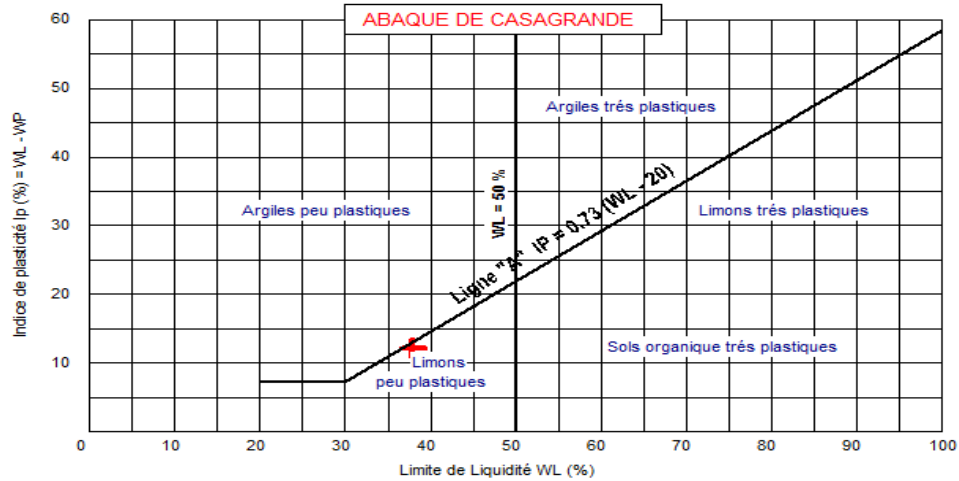
Indice de consistance : Ic = 2,60

Indice de Plasticité (%) : IP = 12,10



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	26,01
2	25,77
3	25,71
4	25,78



© SOHASTA 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 01

Date essais : 18/01/2014

Profondeur : 21.1/21.46

Nature : Limon

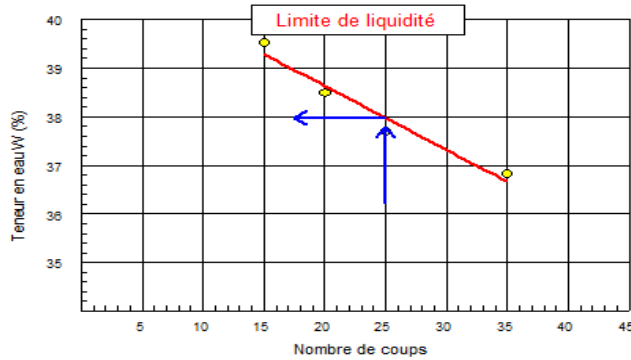
Limite de Liquidité (%) : WL = 37,98

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 15,64

Limite de Plasticité (%) : WP = 25,86

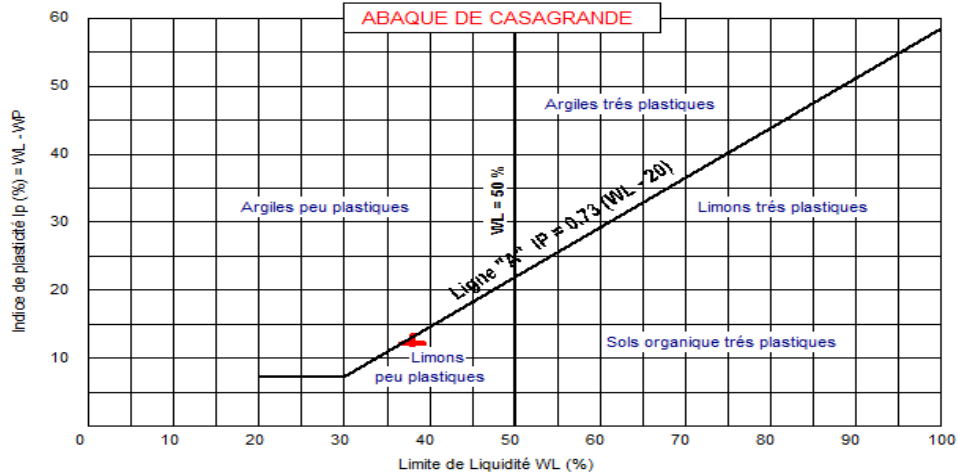
Indice de consistance : Ic = 1,84

Indice de Plasticité (%) : IP = 12,12



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	25,94
2	25,66
3	25,92
4	25,9



© Sohier, 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 01

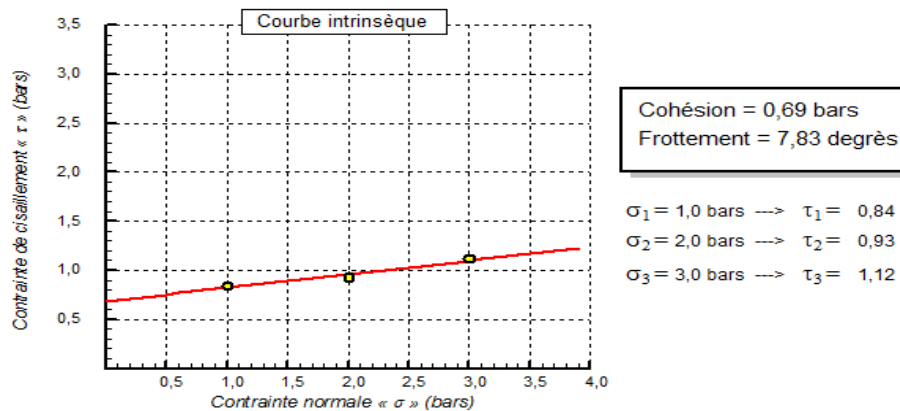
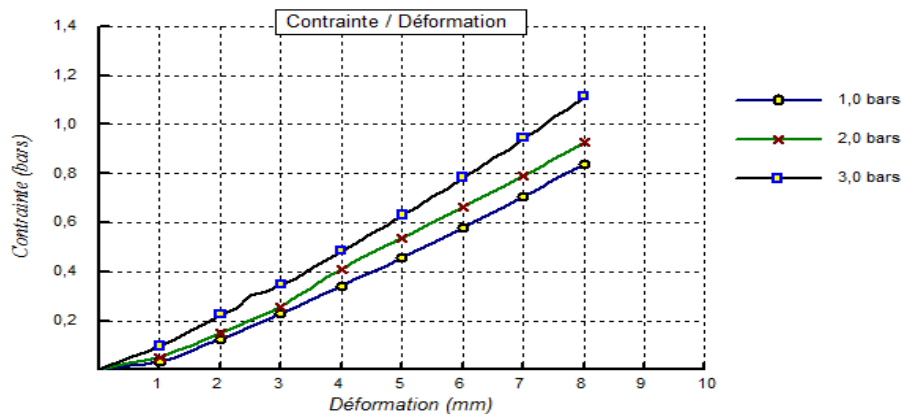
Type d'essai : UU

Profondeur : 5.71/5.96

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : Limon

Date essais : 27/12/2013



© Solihits 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 01

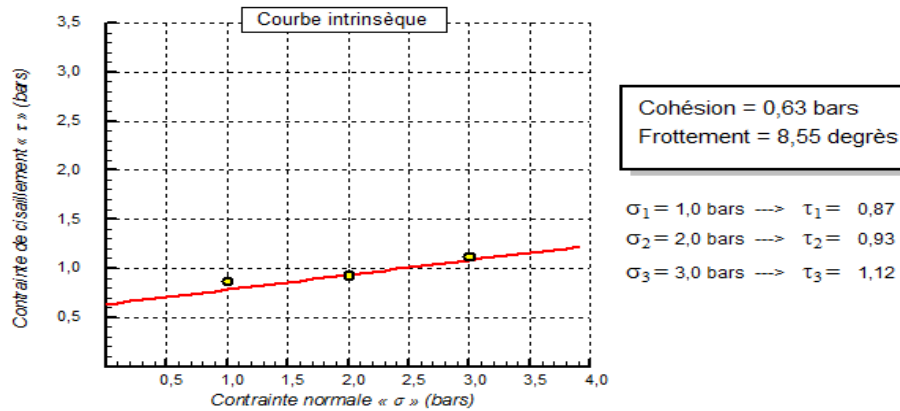
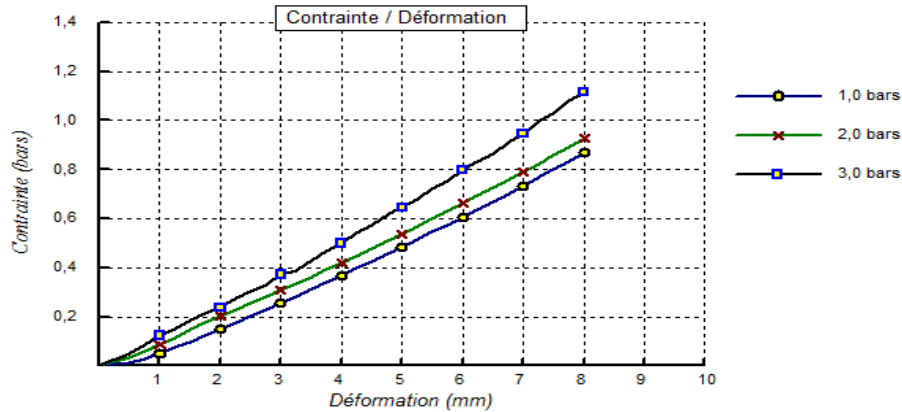
Type d'essai : UU

Profondeur : 8.70/9.00

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : Limon

Date essais : 10/01/2014




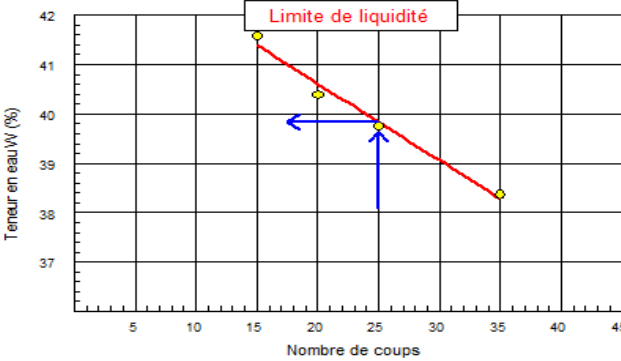
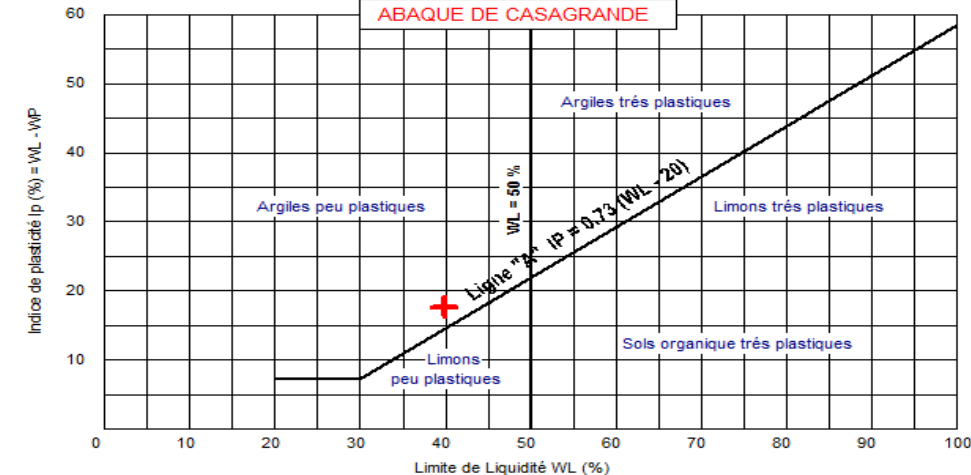
© Solhebs 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051																
Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki Endroit : AIN TORKI	N° Projet : 400.13.393																
Sondage n° : SC 02 Profondeur : 0.70/1.00 Nature : Argile	Date essais : 07/01/2014																
Limite de Liquidité (%) : WL = 39,83 Limite de Plasticité (%) : WP = 22,19 Indice de Plasticité (%) : IP = 17,64	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 17,64 Indice de consistance : Ic = 1,26																
 <p style="text-align: center;">Limite de liquidité</p> <p style="text-align: center;">Teneur en eau W (%)</p> <p style="text-align: center;">Nombre de coups</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Ech N°</th> <th style="text-align: center;">W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">22,26</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">22,35</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">21,77</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">22,36</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	22,26	2	22,35	3	21,77	4	22,36				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	22,26																
2	22,35																
3	21,77																
4	22,36																
 <p style="text-align: center;">ABAQUE DE CASAGRANDE</p> <p style="text-align: center;">Indice de plasticité Ip (%) = WL - WP</p> <p style="text-align: center;">Limite de Liquidité WL (%)</p>																	
Remarque :																	
Préparé par :	Approuvé par : Date :																

© Solihets 2007



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 02

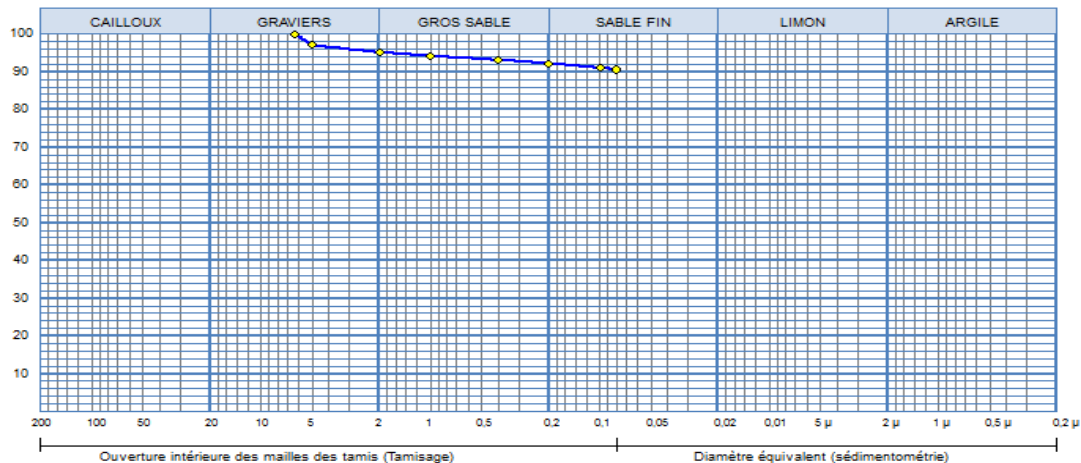
—◆— Sondage: SC 02 : 08/01/2014

Profondeur : 08/01/2014

Matériaux : Argile

Provenance :

Date essais : 08/01/2014



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
6,30	100,00		
5,00	97,07		
2,00	95,13		
1,00	94,13		
0,40	93,10		
0,20	92,23		
0,10	91,03		
0,08	90,80		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ⁿ
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	90,80 %	39,83 %	22,19 %	17,64 %	Ap

© Soletis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA
Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki
Endroit : AIN TORKI

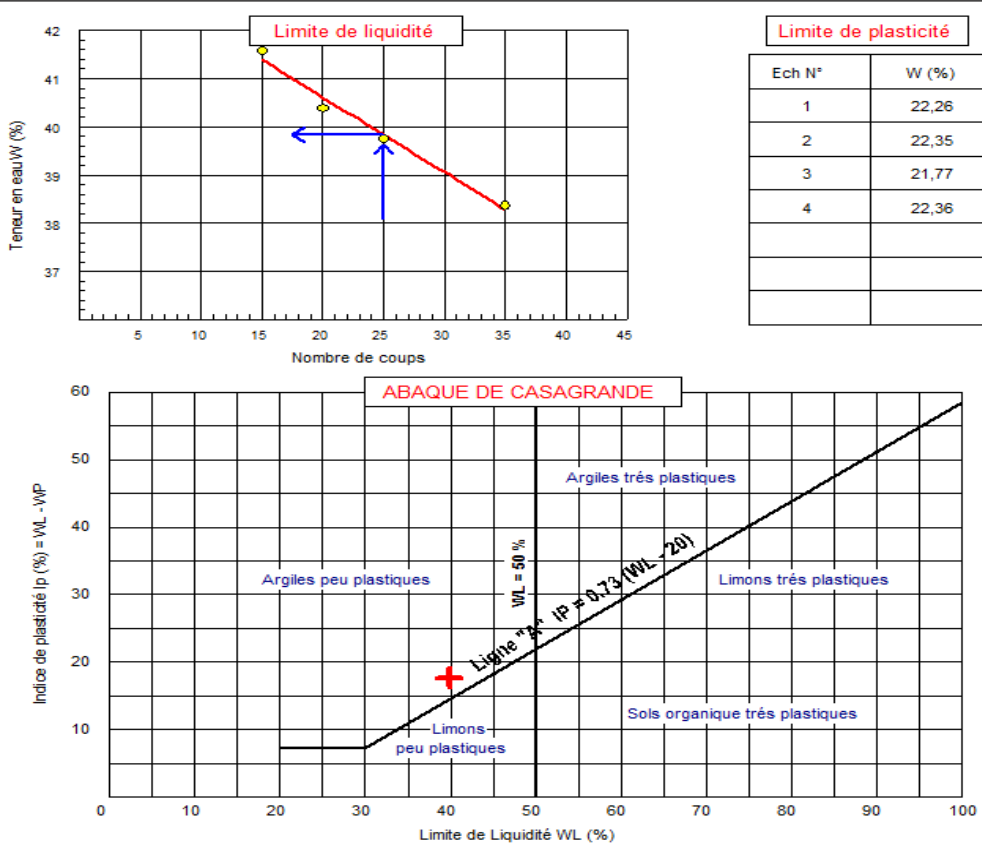
N° Projet : 400.13.393

Sondage n° : SC 02
Profondeur : 10.50/10.93
Nature : Argile

Date essais : 07/01/2014

Limite de Liquidité (%) : WL = 39,83
Limite de Plasticité (%) : WP = 22,19
Indice de Plasticité (%) : IP = 17,64

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 17,55
Indice de consistance : Ic = 1,26



© Soilsols 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 02

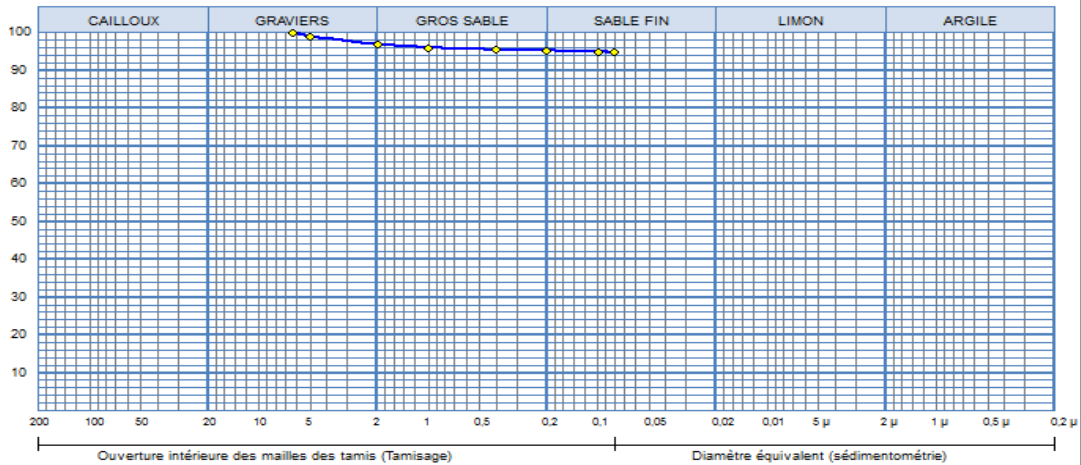
—◆— Sondage: SC 02 : 10.50/10.93

Profondeur : 10.50/10.93

Matériaux : Argile

Provenance :

Date essais : 07/01/2014



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
6,30	100,00		
5,00	98,97		
2,00	98,87		
1,00	98,00		
0,40	95,47		
0,20	95,23		
0,10	94,97		
0,08	94,73		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	94,73 %	39,83 %	22,19 %	17,64 %	Ap

© Sotheis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA
Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki
Endroit : AIN TORKI

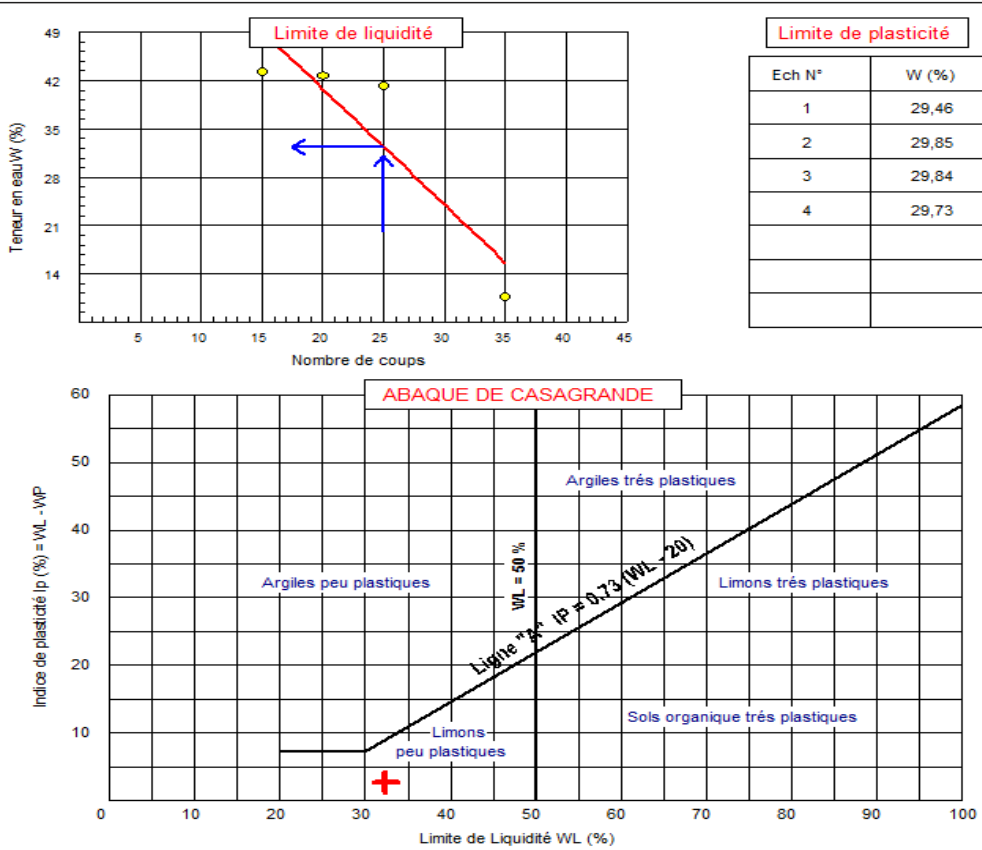
N° Projet : 400.13.393

Sondage n° : SC 02
Profondeur : 17.70/18.00
Nature : Limon

Date essais : 24/01/2014

Limite de Liquidité (%) : WL = 32,41
Limite de Plasticité (%) : WP = 29,72
Indice de Plasticité (%) : IP = 2,69

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 14,48
Indice de consistance : Ic = 6,67




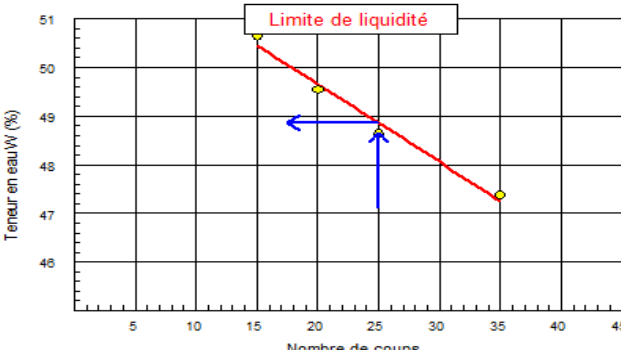
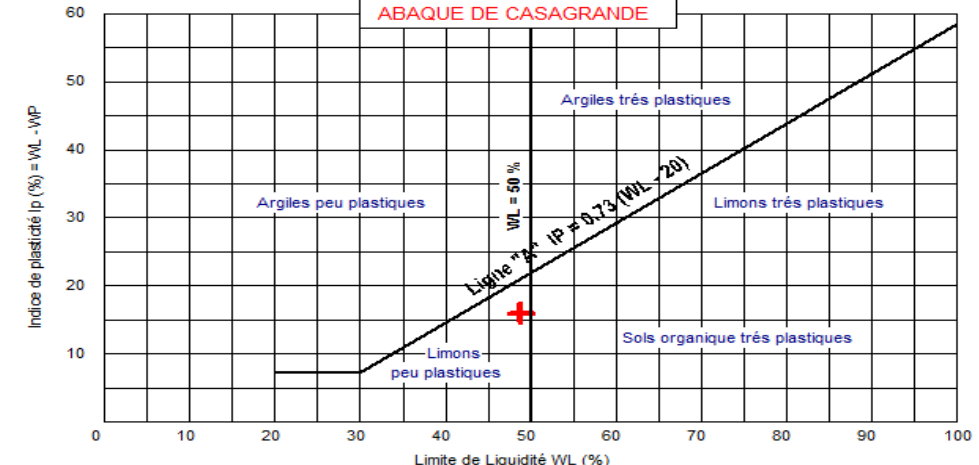
Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

SC03

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051																
Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki Endroit : AIN TORKI	N° Projet : 400.13.393																
Sondage n° : SC 03 Profondeur : 4.76/5.10 Nature : Limon	Date essais : 05/02/2014																
Limite de Liquidité (%) : WL = 48,86 Limite de Plasticité (%) : WP = 32,86 Indice de Plasticité (%) : IP = 16,00	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 16,61 Indice de consistance : Ic = 2,02																
 <p style="text-align: center;">Limite de liquidité</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>32,78</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>32,92</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>32,82</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>32,93</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	32,78	2	32,92	3	32,82	4	32,93				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	32,78																
2	32,92																
3	32,82																
4	32,93																
 <p style="text-align: center;">ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																	
Remarque :																	
Préparé par :	Approuvé par : Date :																

© Soilsols 2007



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 03

Date essais : 06/01/2014

Profondeur : 10.50/10.83

Nature : Argile

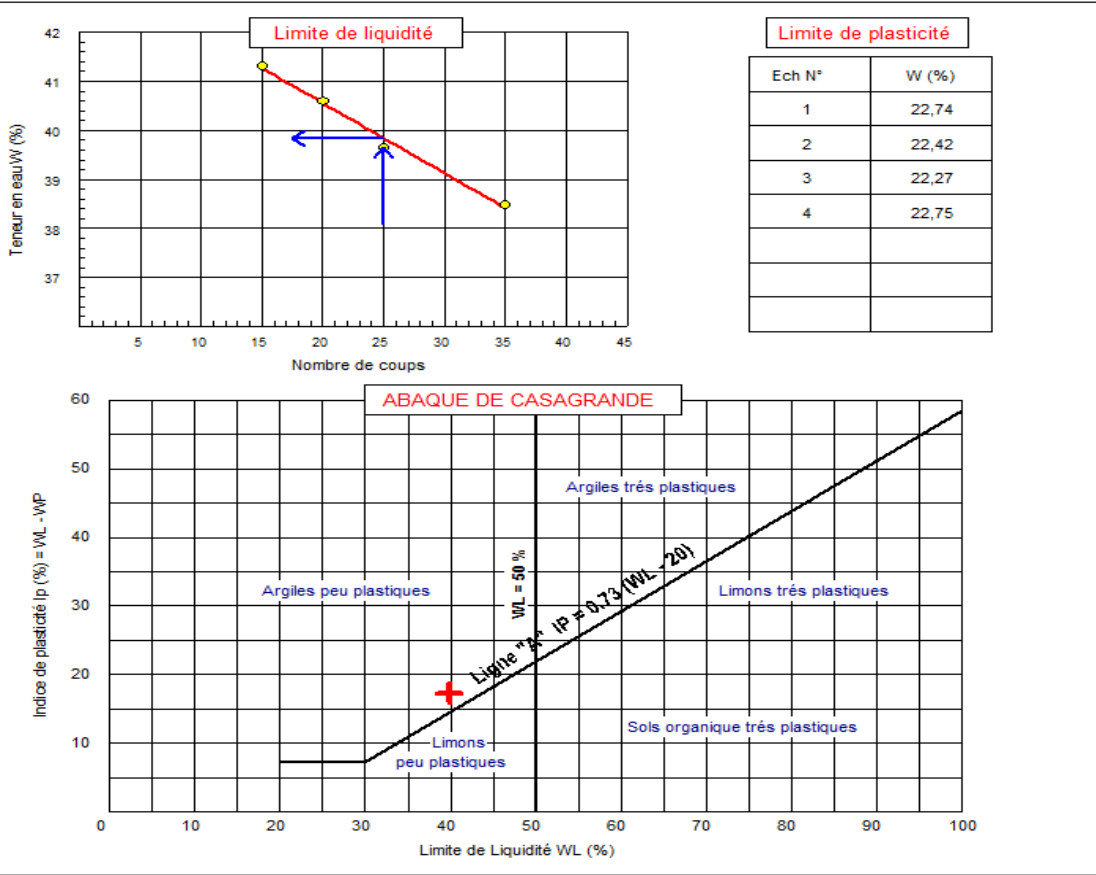
Limite de Liquidité (%) : WL = 39,84

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 16,41

Limite de Plasticité (%) : WP = 22,55

Indice de consistance : Ic = 1,36

Indice de Plasticité (%) : IP = 17,29



Remarque :

Préparé par : _____ Approuvé par : _____ Date : _____



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 03

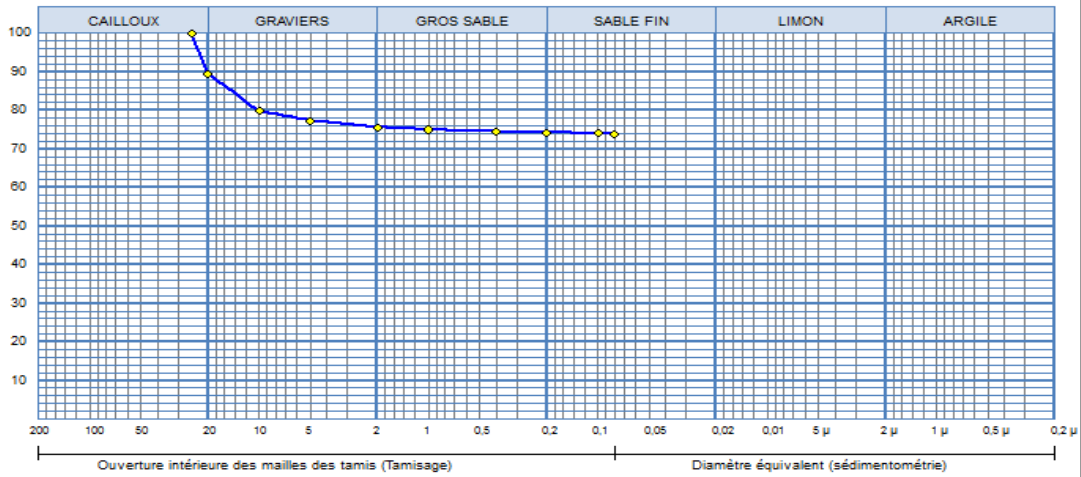
—◆— Sondage: SC 03 : 10.50/10.83

Profondeur : 10.50/10.83

Matériaux : Argile

Provenance :

Date essais : 05/01/2014



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
25,00	100,00		
20,00	89,43		
10,00	79,80		
5,00	77,33		
2,00	75,87		
1,00	75,00		
0,40	74,50		
0,20	74,27		
0,10	74,03		
0,08	73,97		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	73,97 %	39,84 %	22,55 %	17,29 %	Ap

© Solbets 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 03

Date essais : 05/02/2014

Profondeur : 17.00/17.38

Nature : Limon

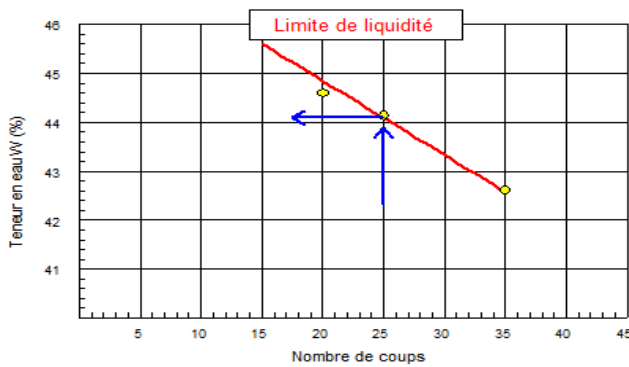
Limite de Liquidité (%) : WL = 44,09

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 13,49

Limite de Plasticité (%) : WP = 28,69

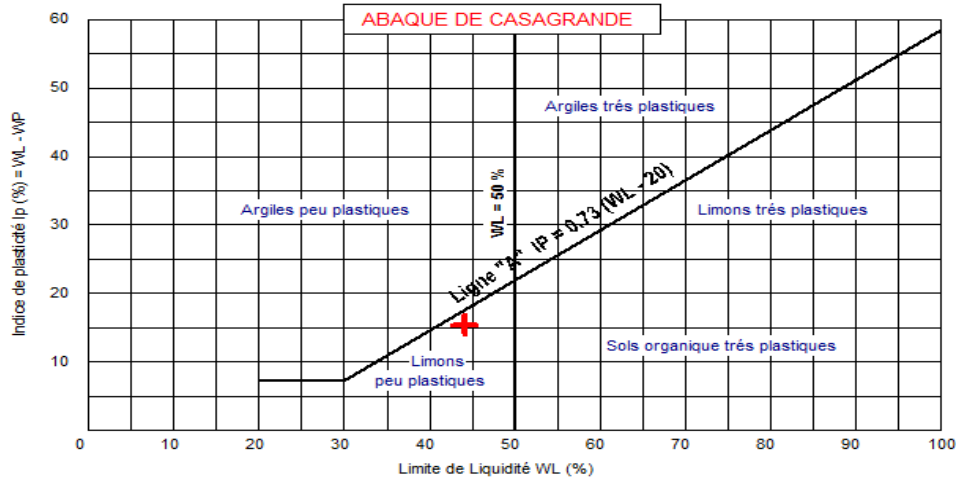
Indice de consistance : Ic = 1,99

Indice de Plasticité (%) : IP = 15,40



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	28,87
2	28,68
3	28,73
4	28,48



© Soletihc 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 03

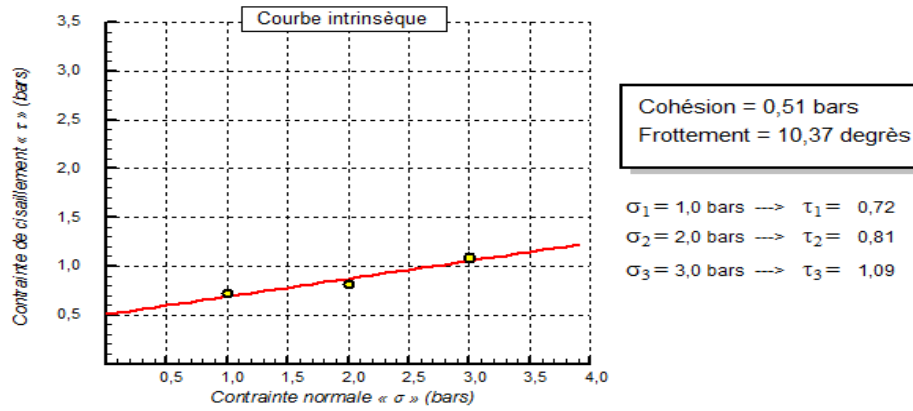
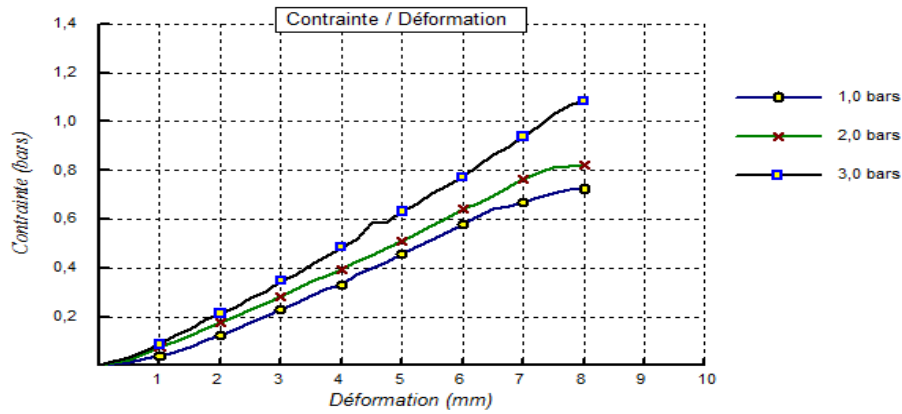
Type d'essai : UU

Profondeur : 4.76/5.10

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : Limon

Date essais : 22/12/2013



© Solihis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 03

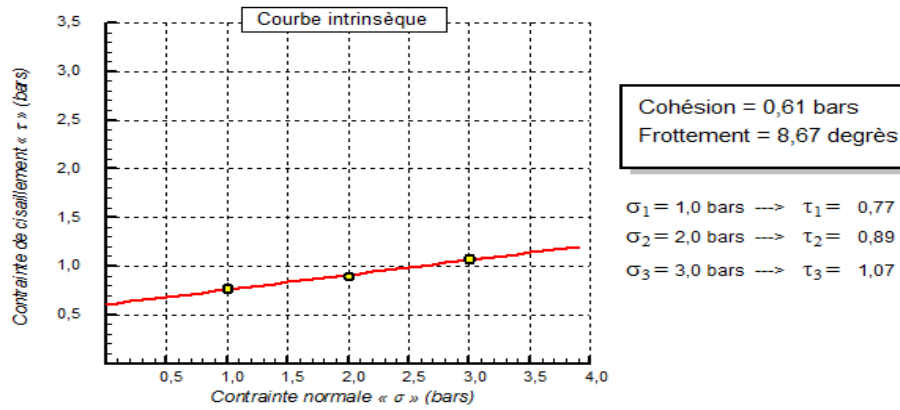
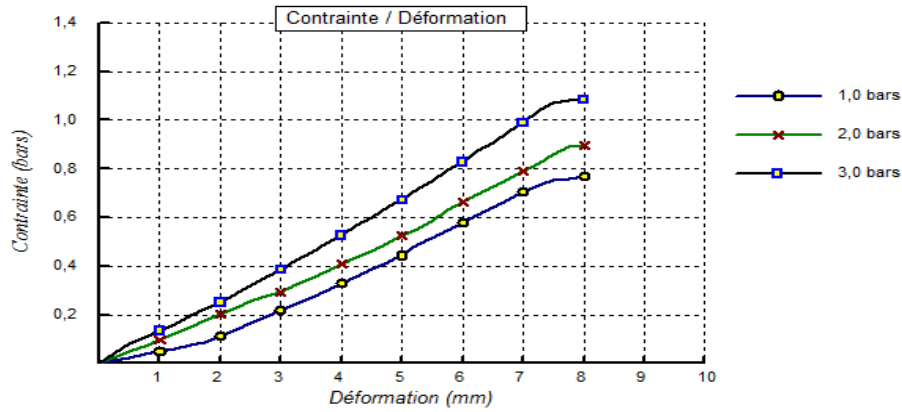
Type d'essai : UU

Profondeur : 17.00/17.38

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : Limon

Date essais : 07/01/2014



© Solsite 2007


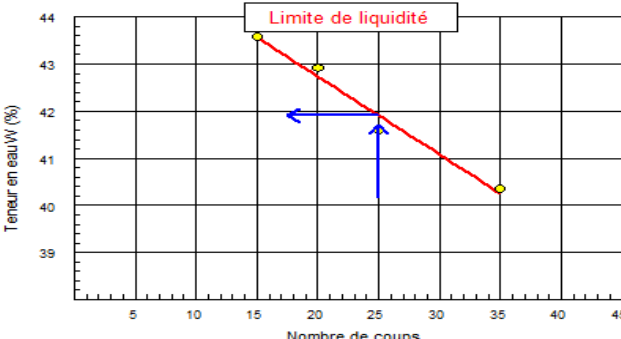
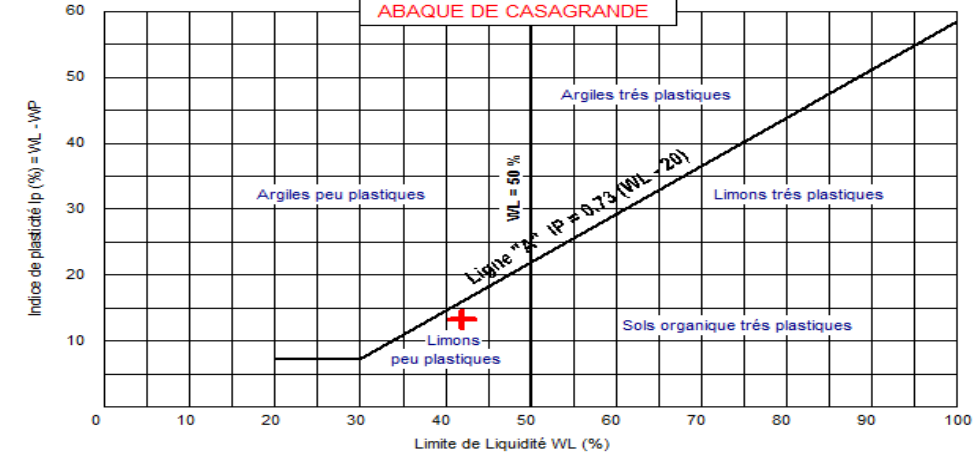
Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

SC07

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051															
Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki Endroit : AIN TORKI	N° Projet : 400.13.393															
Sondage n° : SC 07 Profondeur : 2.56/2.86 Nature : Limon	Date essais : 24/12/2013															
Limite de Liquidité (%) : WL = 41,91 Limite de Plasticité (%) : WP = 28,69 Indice de Plasticité (%) : IP = 13,22	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 24,74 Indice de consistance : Ic = 1,30															
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Limite de liquidité</p>  </div> <div style="text-align: center;"> <p>Limite de plasticité</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>28,66</td></tr> <tr><td>2</td><td>28,57</td></tr> <tr><td>3</td><td>28,66</td></tr> <tr><td>4</td><td>28,87</td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table> </div> </div>	Ech N°	W (%)	1	28,66	2	28,57	3	28,66	4	28,87						
Ech N°	W (%)															
1	28,66															
2	28,57															
3	28,66															
4	28,87															
<p>ABAQUE DE CASAGRANDE</p> 																
Remarque :																
Préparé par :	Approuvé par : Date :															

© Sonelact, 2007



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 07

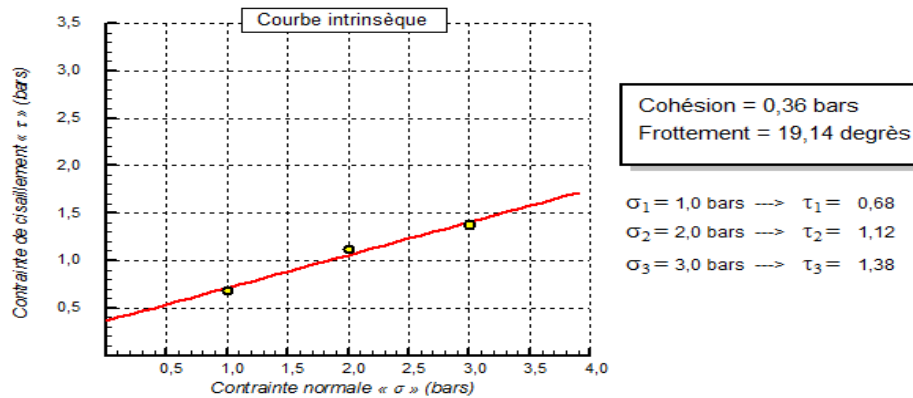
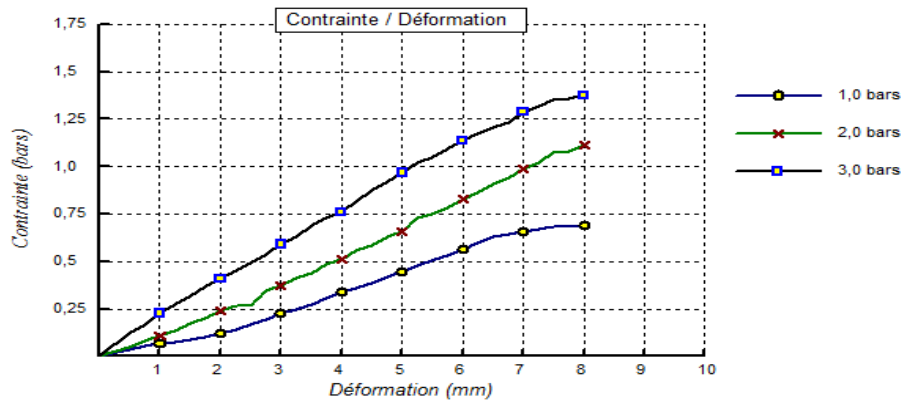
Type d'essai : UU

Profondeur : 2.56/2.86

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : limon

Date essais : 19/12/2013



© Sohieris 2008


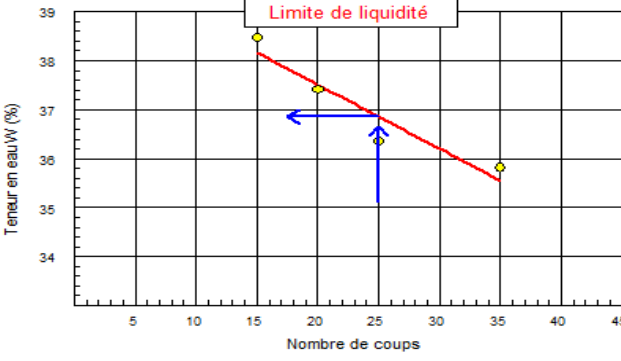
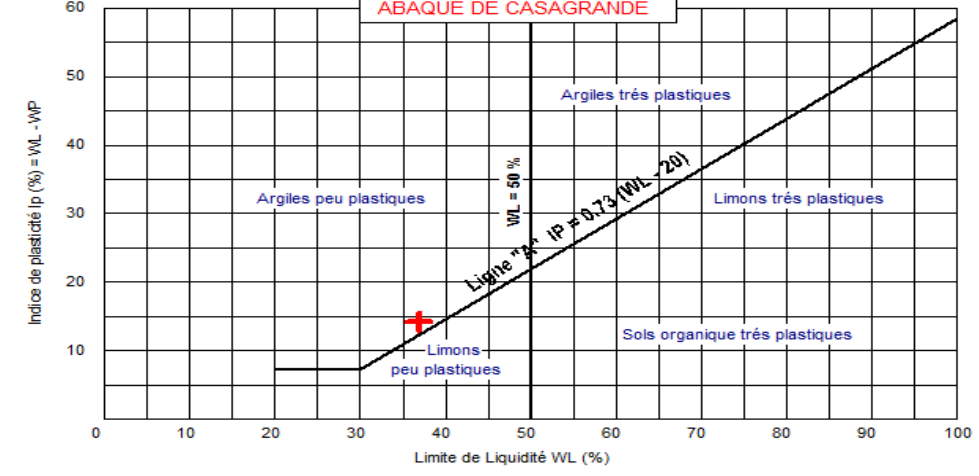
Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

SC08

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051																
Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki Endroit : AIN TORKI	N° Projet : 400.13.393																
Sondage n° : SC 08 Profondeur : 1.63/1.88 Nature : argile	Date essais : 23/12/2013																
Limite de Liquidité (%) : WL = 36,86 Limite de Plasticité (%) : WP = 22,71 Indice de Plasticité (%) : IP = 14,15	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 19,79 Indice de consistance : Ic = 1,21																
 <p style="text-align: center;">Limite de liquidité</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">22,61</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">22,88</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">22,65</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">22,68</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	22,61	2	22,88	3	22,65	4	22,68				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	22,61																
2	22,88																
3	22,65																
4	22,68																
 <p style="text-align: center;">ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																	
Remarque :																	
Préparé par :	Approuvé par : Date :																



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 08

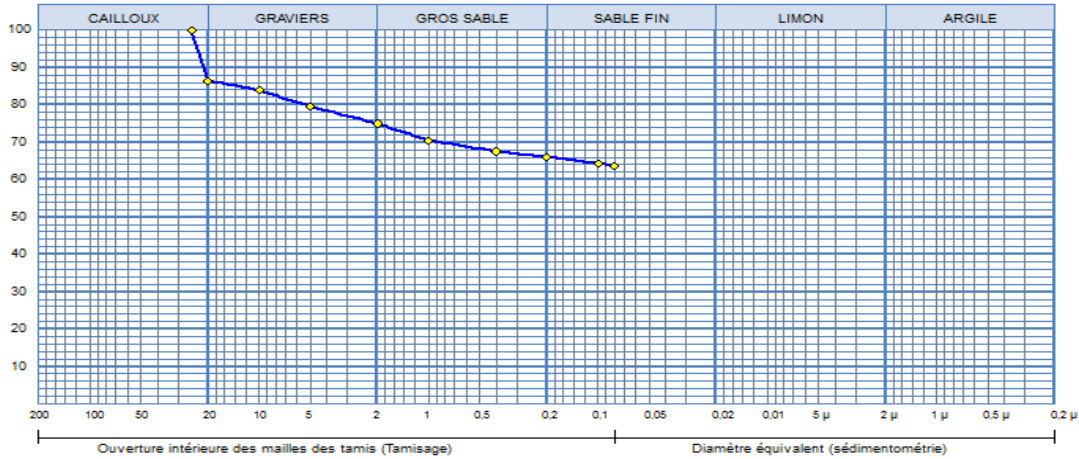
—◆— Sondage: SC 08 : 1.63/1.88

Profondeur : 1.63/1.88

Matériaux : argile plastique

Provenance :

Date essais : 30/12/2013



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
25,00	100,00		
20,00	88,47		
10,00	83,90		
5,00	79,57		
2,00	75,00		
1,00	70,53		
0,40	67,53		
0,20	65,97		
0,10	64,33		
0,08	63,60		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ⁿ
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	63,60 %	38,88 %	22,71 %	14,15 %	Ap

© Solists 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 08

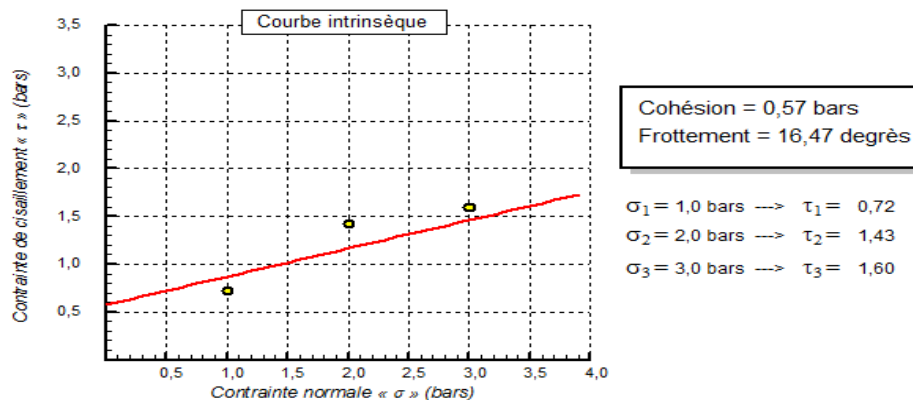
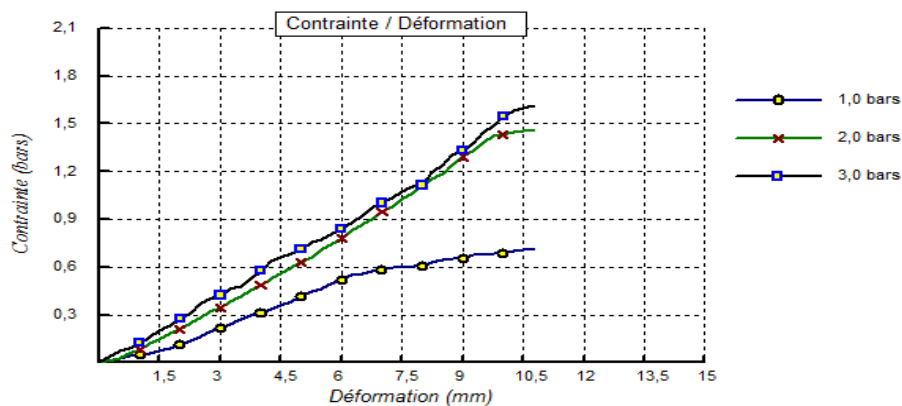
Type d'essai : UU

Profondeur : 1.63/1.88

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : argile

Date essais : 19/12/2013



© Solheis 2007


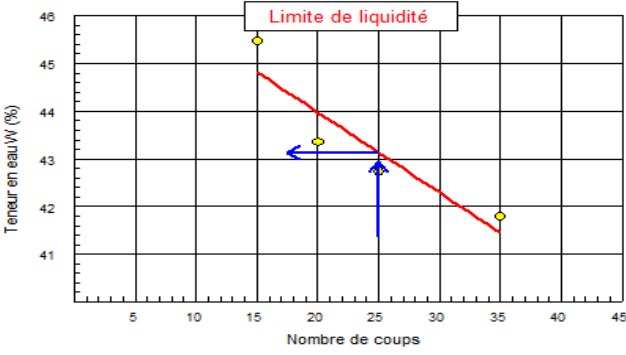
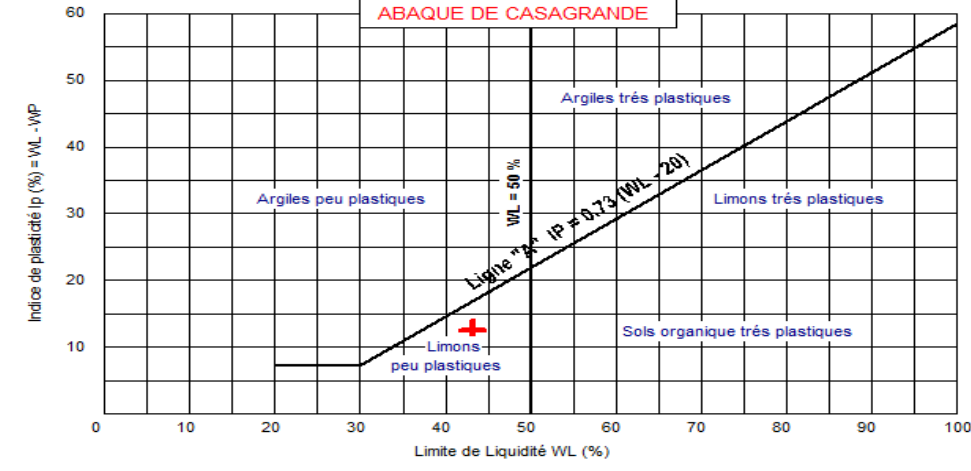
Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

SC09

 <p>المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051</p>																
<p>Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki Endroit : AIN TORKI</p>	<p>N° Projet : 400.13.393</p>																
<p>Sondage n° : SC 09 Profondeur : 2.67/3 Nature : limon</p>	<p>Date essais : 28/12/2013</p>																
<p>Limite de Liquidité (%) : WL = 43,13 Limite de Plasticité (%) : WP = 30,63 Indice de Plasticité (%) : IP = 12,50</p>	<p>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 18,52 Indice de consistance : Ic = 1,97</p>																
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;">  <p style="text-align: center;">Limite de liquidité</p> </div> <div style="width: 45%;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>30,24</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>30,64</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>31,06</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>30,59</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table> </div> </div>		Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	30,24	2	30,64	3	31,06	4	30,59				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	30,24																
2	30,64																
3	31,06																
4	30,59																
 <p style="text-align: center;">ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																	
<p>Remarque :</p>																	
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par : _____ Date : _____</p>																

© Sohieris 2007

Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 09

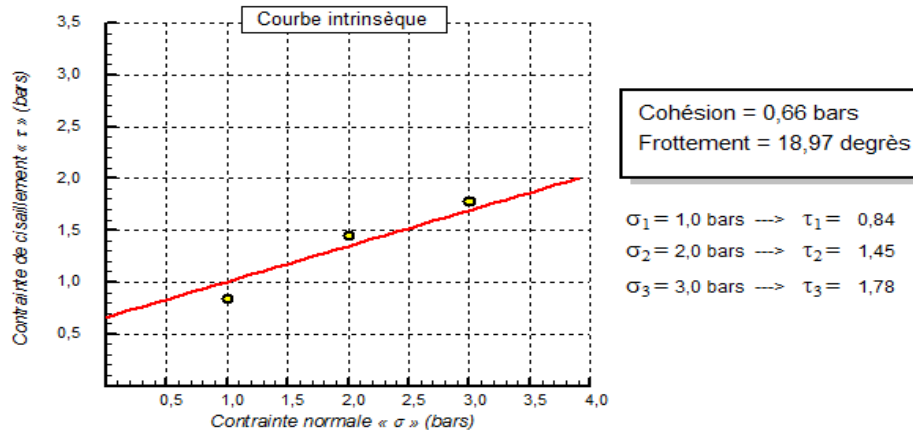
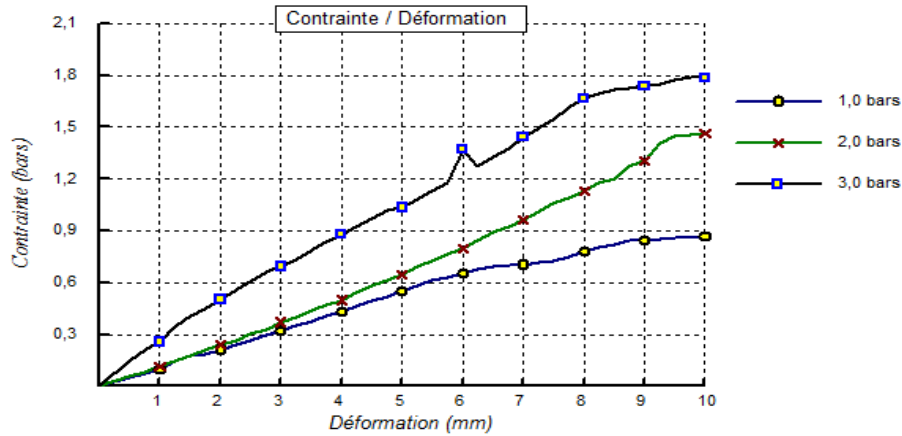
Type d'essai : UU

Profondeur : 2.67/3

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : limon

Date essais : 19/12/2013




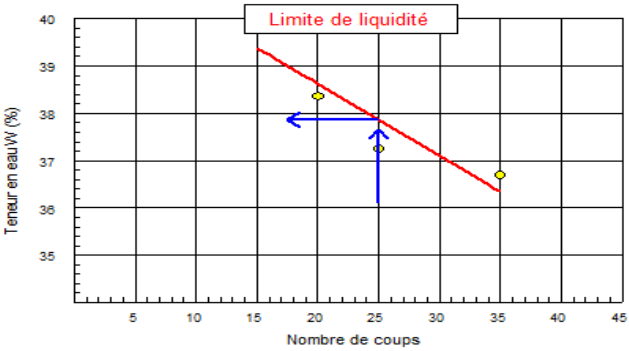
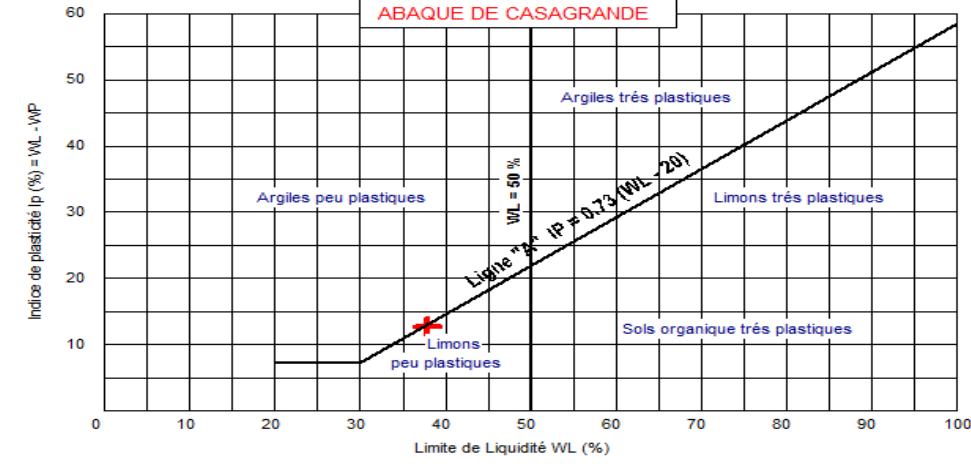
© Soheib 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS	RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051																
Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki Endroit : AIN TORKI	N° Projet : 400.13.393																
Sondage n° : SC 14 Profondeur : 2,6/3 Nature : argile limoneuse	Date essais : 18/12/2013																
Limite de Liquidité (%) : WL = 37,86 Limite de Plasticité (%) : WP = 25,18 Indice de Plasticité (%) : IP = 12,68	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 15,57 Indice de consistance : Ic = 1,76																
 <p style="text-align: center;">Limite de liquidité</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th style="width: 10%;">Ech N°</th> <th style="width: 90%;">W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">24,57</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">25,31</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">25</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">25,84</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	24,57	2	25,31	3	25	4	25,84				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	24,57																
2	25,31																
3	25																
4	25,84																
 <p style="text-align: center;">ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																	
Remarque :																	
Préparé par :	Approuvé par :																
	Date :																

© Solihab 2007



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 14

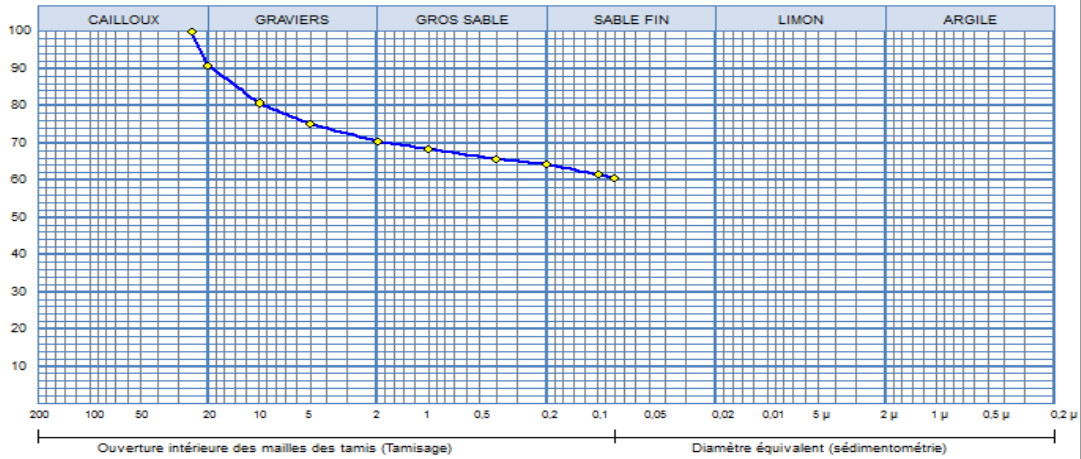
—◆— Sondage: SC 14 : 2,6/3

Profondeur : 2,6/3

Matériaux : limon plastique

Provenance :

Date essais : 19/12/2013



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
25,00	100,00		
20,00	90,77		
10,00	80,77		
5,00	75,13		
2,00	70,43		
1,00	68,30		
0,40	65,73		
0,20	64,20		
0,10	61,53		
0,08	60,57		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ⁿ
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	60,57 %	37,86 %	25,18 %	12,68 %	Lp

© Solets 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 14

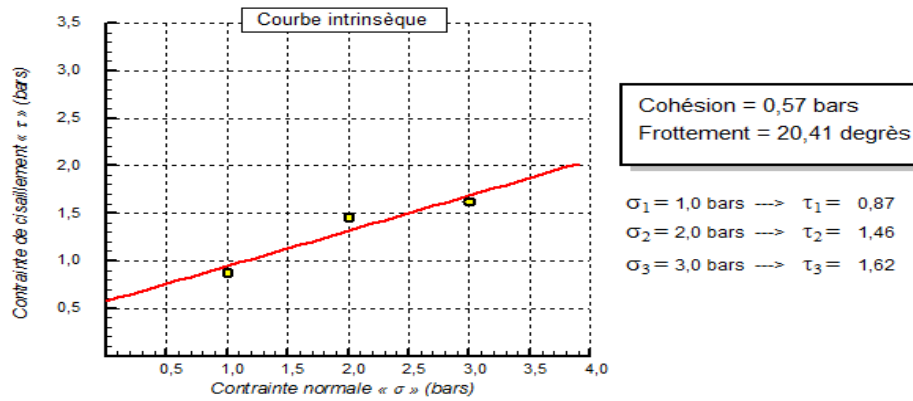
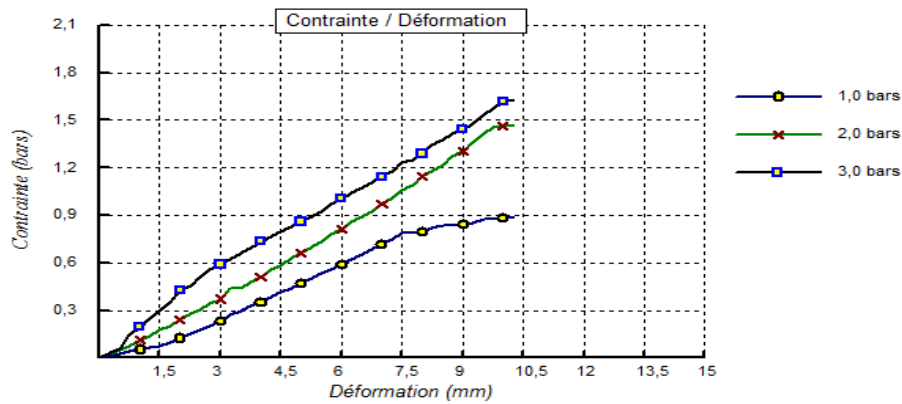
Type d'essai : UU

Profondeur : 2,6/3

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : limon

Date essais : 22/12/2013




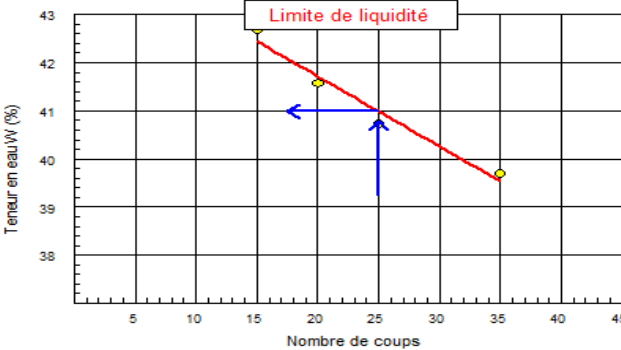
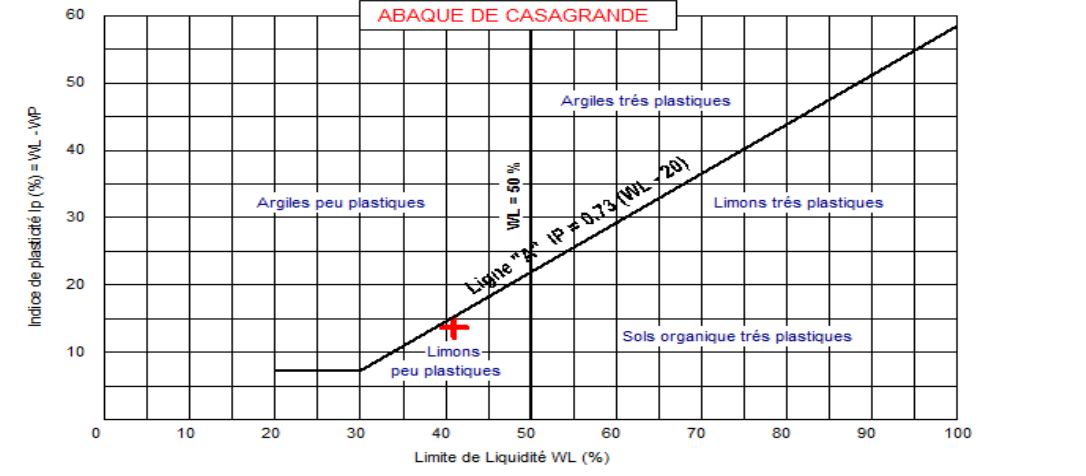
© Solhaite 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

 <p>المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051</p>																
<p>Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki Endroit : AIN TORKI</p>	<p>N° Projet : 400.13.393</p>																
<p>Sondage n° : SC 15 Profondeur : 1.6/2 Nature : limon</p>	<p>Date essais : 19/12/2013</p>																
<p>Limite de Liquidité (%) : WL = 40,99 Limite de Plasticité (%) : WP = 27,42 Indice de Plasticité (%) : IP = 13,57</p>	<p>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 16,56 Indice de consistance : Ic = 1,80</p>																
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;">  <p style="text-align: center;">Limite de liquidité</p> </div> <div style="width: 45%;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>27,34</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>27,5</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>27,75</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>27,1</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table> </div> </div>		Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	27,34	2	27,5	3	27,75	4	27,1				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	27,34																
2	27,5																
3	27,75																
4	27,1																
 <p style="text-align: center;">ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																	
<p>Remarque :</p>																	
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par : Date :</p>																

© Solbets 2007



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 15

Date essais : 23/12/2013

Profondeur : 8.7/9

Nature : limon

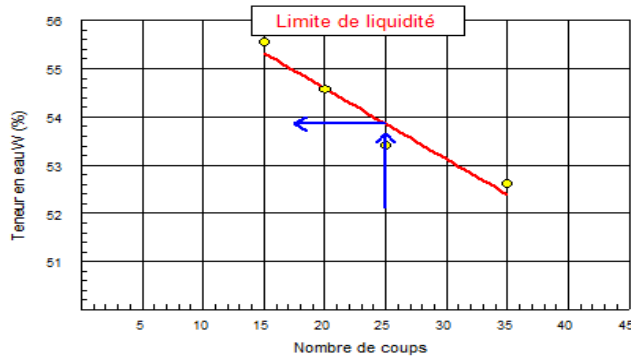
Limite de Liquidité (%) : WL = 53,86

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 12,41

Limite de Plasticité (%) : WP = 38,61

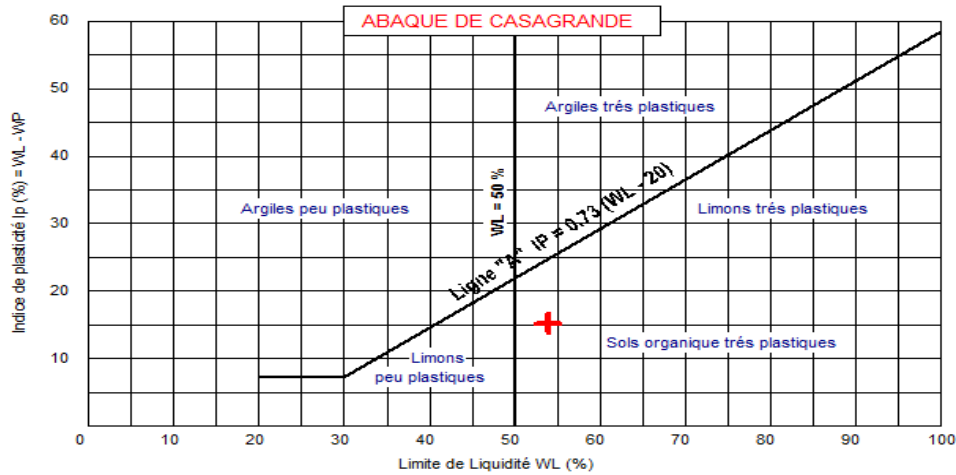
Indice de consistance : Ic = 2,72

Indice de Plasticité (%) : IP = 15,25



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	38,79
2	38,38
3	38,74
4	38,52



© Soilsols 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : DUC AIN DEFLA

N° Projet : 400.13.393

Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Torki

Endroit : AIN TORKI

Sondage n° : SC 15

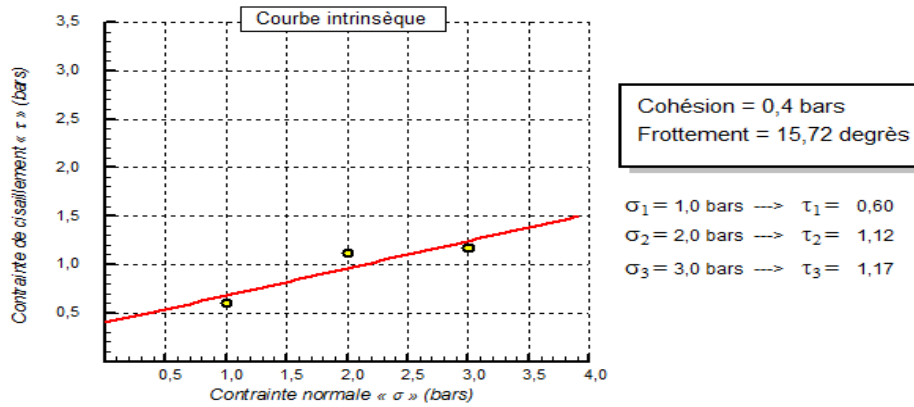
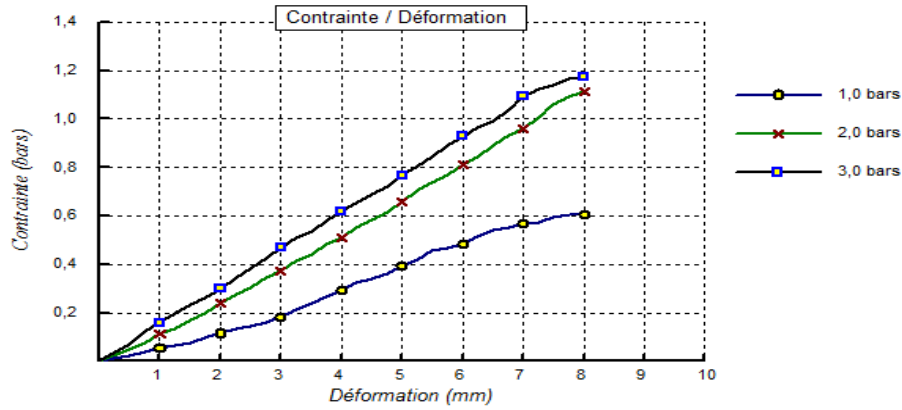
Type d'essai : UU

Profondeur : 1.6/2

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Nature : limon

Date essais : 19/12/2013




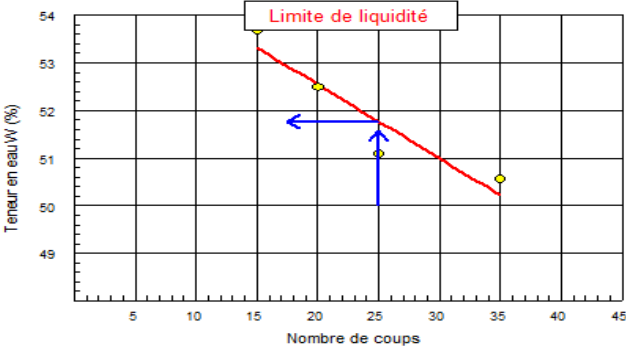
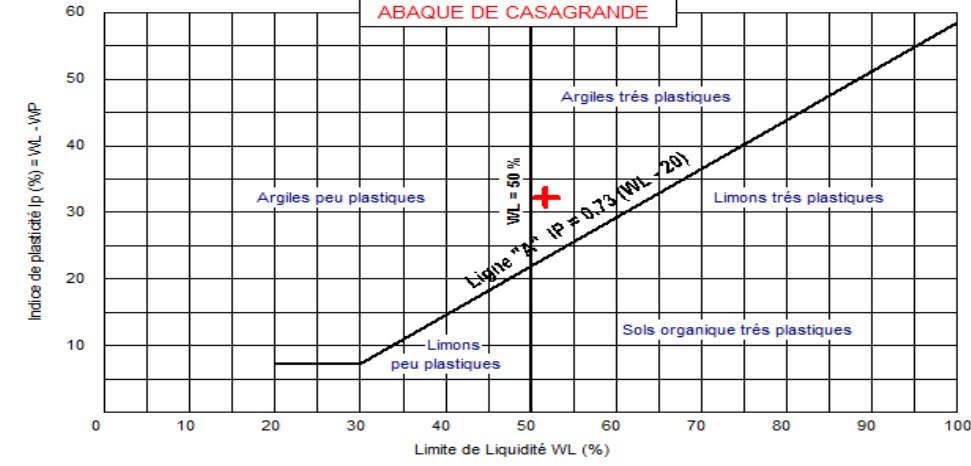
© Solihits 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

 <p>المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg NF P 94-051</p>																
<p>Client : DUC AIN DEFLA Projet : Etude sols glissements de terrain du site de la partie Est Ain Turki Endroit : AIN TORKI</p>	<p>N° Projet : 400.13.393</p>																
<p>Sondage n° : SC 16 Profondeur : 3/3.5 Nature : argile</p>	<p>Date essais : 23/12/2013</p>																
<p>Limite de Liquidité (%) : WL = 51,77 Limite de Plasticité (%) : WP = 19,57 Indice de Plasticité (%) : IP = 32,20</p>	<p>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 16,38 Indice de consistance : Ic = 1,10</p>																
	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>20,52</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>18,88</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>18,89</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	20	2	20,52	3	18,88	4	18,89				
Limite de plasticité																	
Ech N°	W (%)																
1	20																
2	20,52																
3	18,88																
4	18,89																
																	
<p>Remarque :</p>																	
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par : _____ Date : _____</p>																