République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. Yahia Farès de Médéa

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil

Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : ***Génie Civil***

Option : ***Géotechnique***

Thème

Etude de stabilité de glissement de terrain entre PK: 21+320 et 21+520 du projet de 4éme rocade d'alger

Sous la direction de

Dr. Messad Ali

Etudiantes

Nouibat Meriem

Azeidj Nawel

Promotion Juin 2022

الملخص :

إن أصول فقدان الاستقرار في المنحدرات الطبيعية والاصطناعية متنوعة للغاية. يمكن أن تتسبب حركة المنحدرات الطبيعية (البطيئة أو المفاجئة) في أضرار جسيمة للهياكل والمنشآت ، مع تأثير اقتصادي كبير ، وفي بعض الأحيان تتسبب في وقوع ضحايا من البشر.

تتضمن دراسة المنحدرات ، بالإضافة إلى التعرف على الموقع واختيار الخصائص الميكانيكية للتربة ، حساب الثبات لتحديد منحنى التمزق الذي يكون خطر الانزلاق على طوله هو الأعلى ، من ناحية أخرى القيمة المقابلة لعامل الأمان. مع العلم أن الحركات الأرضية متنوعة للغاية حسب طبيعتها وحجمها.

نواجه مشكل استقرار المنحدرات بشكل عام في بناء الطرق وجسور و السدود والمنحدرات الطبيعية و يمر الانهيار الأرضي بعدة مراحل زمنية من النشاط و هناك عوامل رئيسية تتحكم في نوع ومعدل الحركات الجماعية التي قد تحدث.

نقدم هنا دراسة الحالة الجيوتقنية لظاهرة انهيار الأرضي التي حدثت على مقطع من الطريق السريع الدائربخميس مليانة وتقاطع حناشا على مسافة 34 كم.

تم إجراء التحليل العددي برمز كمبيوتر ثنائي الأبعاد يستخدم عدة طرق لتحديد عامل الأمان Talren4 (Fellenius ،Bishop ،Perturbations)

الكلمات المفتاحية :

Talren، Bishop ، Perturbation ، Fellenius، إنزلاق التربة ،تعزيز المنحدر

Résumé :

Les origines de la perte de stabilité des pentes naturelles, artificielles, sont très diverses. La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante au coefficient de sécurité. Sachant que les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature et par leur dimension.

Les problèmes de stabilité des pentes sont rencontrés généralement dans la réalisation des routes, les digues des barrages et les pentes naturelles. Le glissement de terrain passe par plusieurs étapes chronologiques d'activité. Il existe des

principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux de mouvements de masse qui pourrait se produire.

Nous présentons ici le cas d'étude géotechnique du phénomène de glissement de terrain qui s'est produit sur une section autoroutière de la 4 eme rocade entre l'echangeur RN18 Khemis Miliana et l'echangeur Hanacha sur 34km.
L'analyse numérique du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé Talren4 qui utilise plesieurs méthodes (Fellenius, Bishop, Perturbations), dans le but de déterminer le coefficient de sécurité.

Mots clés : Glissement de terrain, TALREN, Fellenius, Bishop, Perturbations, Renforcement des talus.

Abstract :

The origins of the loss of stability of natural and artificial slopes are very diverse. The movement of natural slopes (slow or sudden) can cause significant damage to structures and constructions, with a significant economic impact, and sometimes cause human victims.

The study of a slope includes, in addition to the recognition of the site and the choice of the mechanical characteristics of the soils, a stability calculation to determine on the one hand the rupture curve along which the risk of slipping is the highest, on the other hand the value corresponding to the safety factor. Knowing that ground movements are very varied, by their nature and by their size.

Slope stability problems are generally encountered in the construction of roads, dam embankments and natural slopes. The landslide goes through several chronological stages of activity. There are major factors that control the type and rate of mass movements that might occur.
We present here the geotechnical case study of the landslide phenomenon that occurred on a motorway section of the 4th ring road between the RN18 Khemis Miliana interchange and the Hanacha interchange over 34 km.
The numerical analysis of the embankment was carried out with a two-dimensional computer code, entitled Talren4, which uses many methods (Fellenius, Bishop, Perturbations), in order to determine the safety factor.

Key words: Landslide, TALREN, Fellenius, Bishop, disturbances, strengthening of slopes.

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puissant »de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, nous remercions nos parents spécialement qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur **Dr messad Ali** *pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Merci ingenieur Sakhri.L pour de nous avoir aidé toute l'année

Merci Beaucoup Mme Douifi.A de nous guider et aider lorsque nous avons besoin de toi dans les moment les plus difficiles.

Merci monsieur Bouhniche de nous avoir aidé de ce travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères Au monde après mon Dieu pour leurs sacrifices :
Mes chers parents les gardes et les rendheureux comme ils m'ont rendu heureuse.
Spécialement mon ange gardient ***Ma Mére*** *, La fontaine D'amour et D'éspoire Qui a tout sacrifier Pour Mon bonheur , ma joie et Pour ma stabilité dans La vie , Merci maman de me donné le meilleur avenir et de me voir dans les meilleur rangs Que dieu te guérisse et vous bénisse avec une couronne de Diamants sur ma téte toute la Vie.*
A Ma sœur *ghalia Salima ma compagne de vie, merci pour toute votre sincérité et votre aides et amour.*

A mon époux *Abd alkader Merci pour ta confiance et ta Loyauté,et Pour m'avoir encouragé à m'inscrire en master ,merci pour tes efforts avec moi dans ce travail,Que Dieu nous garde ensemle pour le reste de vie.*

Dr Messad Ali *tout les mots de remerciement ne rempliront pas votre droit merci mon professeur, dans les moment les plus difficiles vous ne m'avez pas laissé tomber dans mon parcours universitaire ,merci beaucoup.*

A toutes*, Ma chére grande mére et mes ancles Bouzaheur*
Je remercie mon binôme Nawel ,et mes collègues sarah et roukia et tout qui
ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.
A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

Nouibat Meriem

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères Au mondeaprès mon Dieu pour leurs sacrifices :

***Mes chers et tendres parents** : qui ont illuminé le chemin de ma vie parleurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rendheureux comme ils m'ont rendu heureuse.*

***A Mes frères** : Mouhamed et Rachid.*

***A toutes la famille** : Aziedj*
Je remercie mon binôme Meriem ,et mes collègues Sarah et Roukia ,tout qui
ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

Azeij Nawel

Table des Matiéres

PARTIE 01 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction Générale ……..……1

Chapitre I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

Introduction……..…….…….....3
I.1 Définition d'un mouvement de terrain……..…...…...3
I.2 Classification des mouvements du terrain……..…….…...…...3
I.2.1 Les mouvements lents et continus…….…….....….4
I.2.2 Les mouvements rapides et discontinus…….…….....4
I.2.3 Les mouvements lents et les mouvements rapides…….....….4
I.3 Les processus lents et continus……....…...5
I.3.1 Les affaissements……....…...5
I.3.2 Les tassements…….…...…...5
I.3.3 Le fluage des terrains……...….5
I.3.4 Les solifluxions…….…...…..6
I.3.5 Glissements……....……6
I.4 Les phénomènes de retrait / gonflement……....….6
I.5 Les processus rapides et discontinus……....…...7
I.5.1 Les coulées boueuses et les laves torrentielles……..…....……7
I.5.2 les écroulements rocheux……...……7
I.5.3 les effondrements……..……...…...8
I.5.4 Érosion littorale……..…….....8
I.6 Définition de Glissements……...…..9
I.7 Classification des glissements…….....9
I.7.1 Glissement plan (translatif)……..9
I .7.2 Glissement rotationnel……...…...10
I.7.3 Glisements complexe……11
I.7.4 Glissement mixte……11
I.8 Les facteurs déclenchant un glissement de terrain…….....…..11
I.9 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains……..……12
I.9.1 Action et influence de l'eau……..…...……12

I.9.2 Action de la pesanteur…….. 12
I.9.3 La nature des terrains……..……13
I.9.4 Les actions mécaniques externes…….……13
I.9.5 Actions sismiques……13
I.9.6 Action de déboisement…….....……13
I.10 L'eau et les risques de glissements de terrain……13
I.11 Conséquences sur les personnes et les biens……..14
Conclusion…….……14

Chapitre II : Technique et Moyens de Confortement

Introduction……..…15
II.1 Technique Et Moyenne De Confortement…….....15
II.2 Stabilisation par terrassement…….…15
II.2.1 Remblai de pied…….……..15
II.2.2 Allégement en tête…….……..16
II.2.3 Reprofilage……..……16
II.3 Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons)……..…..17
II.3.1 Substitution totale des matériaux glissés…….……..…….17
II.3.2 Substitution partielle des matériaux glissés……...…..18
II.4 Stabilisation par drainage……...…..…19
II.4.1 Les types de drainages les plus couramment utilisés……..…….20
II.5 Confortements mécanique (éléments résistants)…….…23
II.5.1 Ouvrages de soutènement……..…23
II.5.2 Le clouage…….…23
II.5.3 Tirants d'ancrage actifs…….…24
II.6 Ouvrages de soutènements souples……..25
II.6.1 Quelques exemples de murs souples……26
II.6.1.1 Gabions…….…26
II.6.1.2Murs Ter-voile……26
II.6.1.3 Mur en Terre armée…….…..26
II.6.1.4 Mur renforcé par nappes de géotextiles……..…27
II.7 Techniques de renforcement par inclusions……28
II.7.1 Clous et micropieux…….28
II.7.2 Pieux et barrettes……..28
II.8 Techniques de remblai renforcé…….29

II.8.1 Renforcement par géosynthétiques……..29
II.8.2 Le Pneusol……30
II.8.3 Le Texsol……..31
II.9 Technique de Protection superficielle……31
II.10 Boisement et reforestation……32
conclusion.....32

Chapitre III :Méthode de calcul de la stabilité des pentes

Introduction……33
III.1 Mécanismes de rupture et causes d'instabilité des pentes…….....33
III.2 Calculs de stabilité……33
III.3 Définition du coefficient de sécurité…….….34
III.4 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité…….…..35
III.5 Méthodes de calcul de stabilité des pentes…….……....35
III.5.1 les méthodes de calcul à la rupture…….……..35
III.5.2 Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture……...36
III.5.3 Les méthodes énergétiques……..…….…….36
III.5.4 Les Méthodes globales……..……36
III.5.5 Méthode d'équilibre limite…….……36
III.5.6 Méthodes des tranches.....37
III.5.6.1 Méthode de FELLENIUS.....37
III.5.6.2 Méthode de Bishop simplifie.....40
III.5.6.3 Méthode détaillée de Bishop.....40
III.5.7 Méthode des perturbations.....41
III.5.8 Méthode de Morgenstern et Price (1965).....41
III.5.9 Méthode de Spencer (1967).....41
III.5.10 Méthodes de stabilisation des glissements de terrain.....42
III.5.11 La méthode des éléments finis.....42
conclusion.....42

PARTIE 02 CAS D'ETUDE

Chapitre IV : Presentation D'un Cas D'étude

Introduction..... 43

IV.1 Reconnaissance de site……...43

IV.1.1 Définition de la 4éme rocade.....43

IV.1.2 Caractéristiques de la 4ème rocade d'Alger.....43

IV.1.3 Situation du site.....43

IV.2 GÉOLOGIE.....44

IV.2.1 Géologie régionale et cadre tectonique.....44

IV.2.2 Hydrogéologie.....44

IV.3 Climat de région.....44

IV.3.1 Températures et précipitations moyennes.....45

IV.3.2 les rose des vents.....45

IV.4 Sismicité.....46

IV.5 Etude géotechnique du site.....48

IV.6 Les vues de site de glissement de la route étudie.....49

IV.7 Travaux d'étude de sol.....50

IV.7.1 Essai in situ.....50

Les sondages.....50

IV.8 Exploitation de la compagne géotechnique réalisée.....55

IV.9 Puis de piézomètre.....56

IV.10 Les essaies réalisé dans le site de glissement.....61

IV.10.1 Essai de pénétration standard (SPT).....61

IV. 10.2 En laboratoire.....61

IV.10.3 Analyse Granulométrique.....61

IV.10.4 La Limites d'Atterberg.....63

IV.10.5 La teneur en eau.....63

IV.10.6 Essai de risistance au cissaillement(triaxial).....63

IV.10.7 Essai de consolidation.....64

IV.11 Interprétation des résultats.....65

IV.11.1 Lithologie du site.....65

IV.11.2 Résistance du sol.....65

IV.11.3 Capacité portante du sol.....66

IV.11.4 Essais de laboratoire.....68
IV.11.4.1 Caractéristiques d'identification du sol.....68
IV.11.4.2 Compressibilité des sols.....68
IV.11.5 Résultat de Paramètres Géotechniques – Résumé.....68
IV.12 Conclusions et recommandations.....69

Chapitre V: Etude De Confortement de site

Introduction.....71
V.1 Présentation du logiciel de calcul.....71
V.2 Etude de la stabilité.....71
V.3 Les principales caractéristiques de TALREN 4.....71
V.3.1 L'interface graphique interactive.....71
V.3.1.1 Les différentes options pour la manipulation de l'interface.....72
V.3.1.2 Gestion du phasage.....75
V.3.2 Les conditions hydrauliques.....76
V.4 Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4).....77
V.4.1 Méthode de Bishop simplifiée.....77
V.4.2 Méthode de Fellenius.....77
V.5 Analyse de la stabilité de talus.....77
V.5.1 Données géotechniques.....77
V.5.2 Hypothèses de calculs.....78
V.5.3 Vérification de la stabilité avant confortement.....80
V.5.3.1 Présentation des résultats de calcul.....81
V.5.3.2 Interprétation des résultats.....83
V.6 Vérification de la stabilité après le confortement.....83
V.6.1 Définition du confortement choisi.....83
V.6.2 Présentation des résultats de calcul.....83
V.6.3 Interprétation des résultats des calculs après confortement.....86
Conclusion.....86
Conclusion Generale

Liste des Figures

Chapitre I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

Figure I.1 Mouvements De Terrain.....3
Figure I.2 Les Affaissements.....4
Figure I.3 Les Tassements.....5
Figure I.4 Le Fluage Des Terrains.....5
Figure I.5 Les Solifluxions.....6
Figure I.6 Glissement De Terrain.....6
Figure I.7 Retrait / Gonflement.....7
Figure I.8 Coulées Boueuses.....7
Figure I.9 les écoulements rocheux.....8
Figure I.10 Les effondrements.....8
Figure I.11 Les glissements.....9
Figure I.12 Glissement plan.....10
Figure I.13 Glissement Rotationnel.....10
Figure I.14 Glissement Complexe.....11

Chapitre II : Technique Et Moyens De Confortement

Figure II.1 Remblai de pied.....16
Figure II.2 Allégement en tête.....16
Figure II.3 Reprofilage.....17
Figure II.4 Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons).....18
Figure II.5 Substitutions (bêches).....18
Figure II.6 Substitutions (Contreforts).....19
Figure II.7 Substitutions (Masque drainant).....19
Figure II.8 Drainage de surface.....20
Figure II.9 Tranchées drainantes.....21
Figure II.10 Drains subhorizontaux.....21
Figure II.11 Drains verticaux, galeries drainantes.....22
Figure II.12 Masques et éperons drainants.....22
Figure II.13 Ouvrages de soutènement.....23

Figure II.14 Le clouage.....24
Figure II.15 Tirants d'ancrage actifs.....25
Figure II.16 Mur souple.....25
Figure II.17 Mur en Gabion.....26
Figure II.18 Mur en Terre armée.....27
Figure II.19 Mur renforcé par nappes de géotextiles.....27
Figure II.20 Clous et micropieux.....28
Figure II.21 Les barretes.....29
Figure II.22 Renforcement par géosynthétiques.....30
Figure II.23 Pneusol-a-Bou-Smail.....30
Figure II.24 Ouvrage de soutenement(texsol).....31

Chapitre III : Méthodes de calcul de stabilité des pents

Figure III.1 Découpage en tranches d'un talus.....38
Figure III.2 Hypothèse de Fellenius.....39
Figure III.3 Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.....40
Figure III.4 force apliqué sur une tranche par méthode de Morgenstern et Price.....41

Chapitre IV : Présentation d'un cas d'étude

Figure IV.1 Situation du site [Illustration par Google Mapp].....44
Figure IV.2 les donnés de température et précipitations moyennes.....45
Figure IV.3 La rose des vents.....46
Figure IV.4 Carte de zonage sismique.....47
Figure IV.5 Problème de stabilité à droite de la pente de coupe.....48
Figure IV.6 Problème de stabilité à droite de la pente de coupe PK21+300.....48
Figure IV.7 Vue de nord de site.....49
Figure IV.8 Vue de sud-ouest.....49
Figure IV.9 Vue de nord-ouest par la route en temps différents.....50
Figure IV.10 Plan de situation des sondages (PK : 21+320-21+490).....51
Figure IV.11 Le matériel de glissement observé entre 0-15m dans le sondage BH-70A.....51
Figure IV.12 Le matériel de glissement observé entre 0-12 m dans le sondage INK-3.....52

Figure IV.13 Matériel de glissement de terrain formé d'argile moulé de couleur marron clair environ 12 mètres dans le sondage INK-3.....53
Figure IV.14 Carte d'implantation des essais in-situ du site.....53
Figure IV.15 Carte indiquant les zones de glissement de terrain.....54
Figure IV.16 Morphologie du relief du hummock indicative sur la masse de glissement de terrain.....55
Figure IV.17 Coupe lithologique du sondage carotté BH70A.....58
Figure IV.18 Coupe lithologique du sondage carotté INK3.....60
Figure IV.19 Essai pénétration SPT.....61
Figure IV.20 Appareill de l'essai de granulométre par tamisage.....62
Figure IV.21 Essai de granulométre Par sédimenométrie.....62
Figure IV.22 L'apperail d'essai triaxial.....63
Figure IV.23 La courbe d'essaie triaxial.....64
Figure IV.24 PI vs φ (Stark and Eid,1997) plasticités.....65
Figure IV.25 Relation (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996).....67
Figure IV.26 Chiffres de sécurité partielle pour paramètres du sol (Eurocode 7).....69

Chapitre V : Etude de confortement du site

Figure V.1 Interface de talren4.....72
Figure V.2 La barre de boutons principale.....73
Figure V.3 La barre de boutons contextuelle "Données".....73
Figure V.4 La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".....74
Figure V.5 Exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.....74
Figure V.6 Exemple de tableau récapitulatif des renforcements.....75
Figure V.7 Gestion des phases et situations.....76
Figure V.8 Navigateur des phases et situations.....76
Figure V.9 Définition d'une nappe phréatique.....77
Figure V.10 Schéma de calcul.....78
Figure V.11 Zone du cas de glissement étudié.....80
Figure V.12 Le résultat Avec la méthode de Bishop.....81
Figure V.13 Le résultat Avec la méthode de Bishop (cas de séisme).....81
Figure V.14 Le résultat Avec la méthode de Fellenius.....82
Figure V.15 Le résultat Avec la méthode de Fellenius (cas de séisme).....82

Figure V.16 Modélisation d'un système de confortement.....83
Figure V.17 Le résultat de confortement Avec la méthode de Bishop.....84
Figure V.18 Le résultat de confortement Avec la méthode de Bishop (cas de séisme).....84
Figure V.19 Le résultat de confortement Avec la méthode de Fellenius.....85
Figure V.20 Le résultat de confortement Avec la méthode de Fellenius (cas de séisme).....85

Liste des Tableaux

Tableau III.1 différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité ;LAMBE.....34
Tableau III.2 Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.....35
Tableau IV.1 Zones de sismicité croissante.....46
Tableau IV.2 Coefficient d'accélération (A).....47
Tableau IV.3 Les Forages.....50
Tableau IV.4 Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-70A.....52
Tableau IV.5 Les puits de piézométre et niveaux d'eau souterraine.....56
Tableau IV.6 Résultats d'essai triaxial.....64
Tableau IV.7 Caractéristiques physiques.....68
Tableau IV.8 Paramètres Géotechniques pris en compte pour le Matériel de Remblai.....68
Tableau V.1 valeurs adoptées des indices physique et mécanique..... 79

(Rapport géotechnique)

Tableau V.2 valeurs adoptées de terre végétal (rapport géotechnique).....79

Liste des Notations

C : Cohésion du sol	[kN/m2]
w : Teneur en eau du sol	[%]
FS : Coefficient de sécurité	[-]
W : Poids de la tranche	[kN]
O : Centre de la surface de glissement	[-]
R : Rayon de la surface de glissement	[m]
τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle	[kN/m2]
σ : Contrainte	[kN/m2]
ϕ : Angle de frottement interne du sol	[°]
γ **sat** : Poids volumique du sol saturé	[kN/m3]
γ ***w*** : Poids volumique de l'eau (environ9,8)	[kN/m3]
γ ***h*** : Poids volumique humide du sol	[kN/m3]
γ **d** : Poids volumique sec du sol	[kN/m3]

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations, fonte des neiges brutales) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.
Au nord de l'Algérie, les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels les plus fréquents, dans la mesure où les facteurs géodynamiques internes des terrains instables et externes (reliefs escarpés, terrains fragiles, climat contrasté) le favorisent.
Dans ce fait nous avons axé notre étude selon cinq chapitres principaux et qui en feront l'objet de nos travaux :

1 ère Chapitre : Généralités sur les mouvements de terrain :

Traite le risque du mouvement de terrain en général et le glissement de terrain en particulier.
A ce titre nous essayerons d'avoir une idée sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses facteurs qui permettent le déclenchement du risque.

2éme Chapitre : Technique et moyens de confortement :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes moyennes et techniques de confortement existant qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

3éme Chapitre : Méthodes de calcul de la stabilité des pentes :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes analytiques de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail (principes et théories de calcul), et l'évaluation du coefficient de sécurité.

4éme Chapitre : Présentation d'un cas d'étude :

Ce chapitre est consacré à une présentation générale du glissement étudié, les résultats des différents essais réalisés dans le site étudie sont également donnés pour permettre d'extraire les indices physique et mécanique nécessaire pour modéliser le problème.

5éme Chapitre : Etude de confortement de site :

Ce chapitre comporte la modélisation numérique de la stabilité du talus de notre cas d'étude par le code de calcul ***TALREN 4 v2.0.4***, ainsi que la vérification des solutions de confortement proposé.

Conclusion générale :

Le mémoire se termine par une conclusion générale

PARTIE 01 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENT DES TERRAINS

Introduction

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents rencontrés dans le monde entier ; les sols qui nous entourent peuvent paraître immuables, mais cette stabilité est illusoire. L'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel, lentement façonné, peut soudainement subir des ruptures, des déformations et d'autres phénomènes d'érosion nuisibles pour l'homme. C'est pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

I.1 Définition d'un mouvement de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous- sol D'origine naturelle (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme…)ou anthropique (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères…).

Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelquesmillions de mètres cubes. Les déplacementspeuvent être lents (quelques millimètres par ans) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).



Figure I.1 Mouvements de terrain

I.2 Classification des mouvements du terrain

La classification des mouvements des terrains, qui est un moyen de dénomination des principaux types, a préoccupé les spécialistes depuis plus d'une centaine d'années [1] Chaque auteur selon sa formation et sa nationalité propose une classification en se basant sur des critères tels que :

1) La nature de la roche.
2) La cinématique du mouvement.
3) La vitesse du mouvement.
4) La morphologie et le type de surface de rupture.
5) La cause de la rupture.
6) L'âge de la rupture.

Cependant toutes les classifications peuvent être groupées en deux grandes catégories selon les processus des mouvements [2]

I.2.1 Les mouvements lents et continus :

- Les affaissements.
- Les tassements.
- Le fluage du terrain.
- Les solifluxions.
- Les glissements de terrain.
- Les phénomènes de retrait gonflement.

I.2.2 Les mouvements rapides et discontinus:

- Les effondrements.
- Les chutes de pierres ou de blocs.
- Les éboulements ou écroulements.
- Les laves torrentielles.
- Les coulées boueuses.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués:

I.2.3 Les mouvements lents et les mouvements rapides :

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

I.3 Les processus lents et continus

Entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme, ils regroupent :

I.3.1 Les affaissements:

Ce sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues aux fléchissements lents et progressifs des terrains de couverture

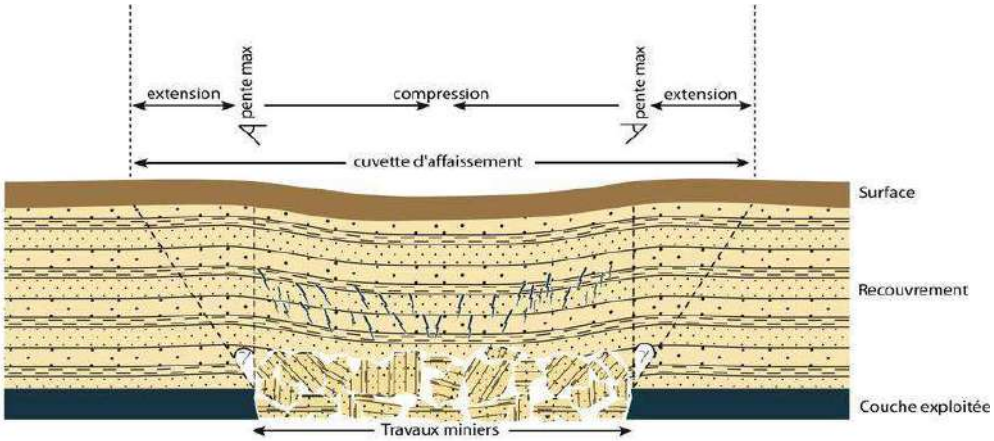


Figure I.2 Les Affaissements

I.3.2 Les tassements:

Quelques sols sont compressibles comme les argiles, les vases, ou les marnes. Ils peuvent entrainer un tassement qui se manifeste par une diminution de volume sous l'effet des charges appliquées (figure I.3) et ou l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation.



Figure I.3 Les Tassements

I.3.3 Le fluage des terrains:

Le fluage des terrains peut avoir plusieurs actions. Il affecte des pentes argileuses superficiellement (figure I.4), sans surface de glissement précise. Il peut aussi se manifester par le fluage de masses argileuses ou marneuses provoquées par le poids d'un massif rocheux qui leur est superposé, les déplacements dus au fluage peuvent provoquer des fissures et des failles dans le rocher.

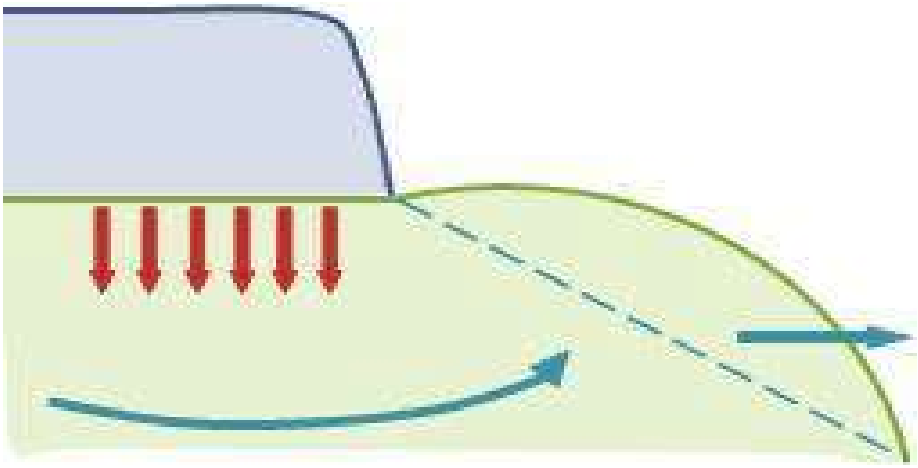


Figure I.4 Le fluage des terrains

I.3.4 Les solifluxions :

La solifluxion est un cas spécial de fluage. Ce phénomène est la conséquence des climats préglaciaires. Il est dû à l'alternance gel/dégel, de la teneur en eau du matériau superficiellement et les mouvements s'accélèrent, ce phénomène peut présenter deux aspects:

• Glissement superficiel du manteau d'altération.

• Reptation, à haute altitude, du manteau de terre végétale.

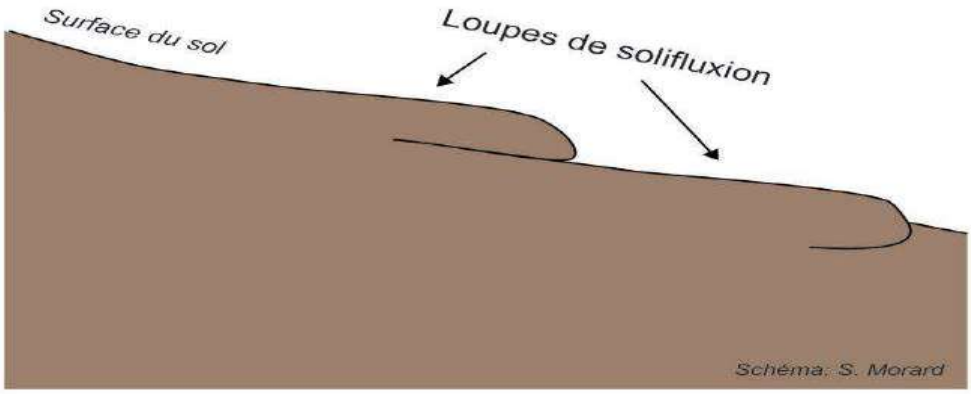


Figure I.5 Les solifluxions

I.3.5 Glissements:

Un glissement de terrain, est un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeurde la rupture.



Figure I.6 Glissement de terrain

I.4 Les phénomènes de retrait / gonflement

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse, ce phénomène accentué par la présence d'arbres à proximité, peut provoquer des dégâts importants sur les constructions.

Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté à LaFrance de1989 à 1992.

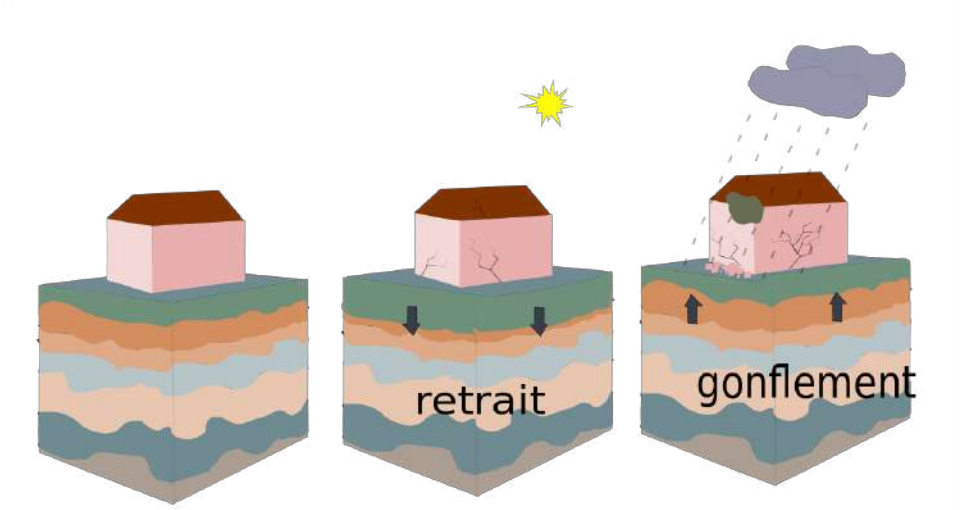


Figure I.7 Retrait / gonflement

I.5 Les processus rapides et discontinus

I.5.1 Les coulées boueuses et les laves torrentielles:

Les coulées boueuses , également nommées coulées de débris, sont des écoulements visqueux ou fluides dans des milieux fins saturés d'eau. Ils peuvent entrainer des gros blocs sur des pentes très faibles et sur des distances considérables, à des vitesses qui peuvent être très importantes. C'est un phénomène répétitif.

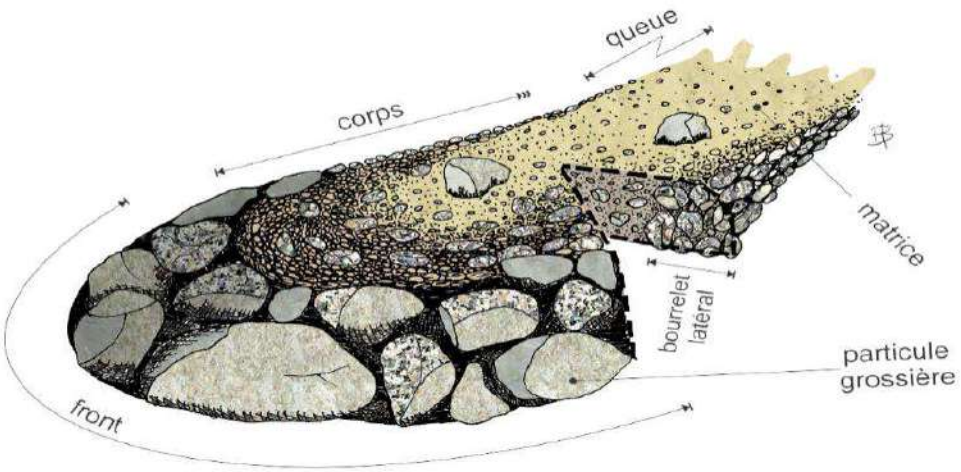


Figure I.8 Coulées boueuses

I.5.2 Les écroulements rocheux:

Ils concernent les massifs rocheux plus ou moins fracturés qui vont se rompre progressivement par fauchage (ruine de Séchilienne), tassement, basculement d'un pan de falaise subverticale, ripage de bancs rocheux à pendage aval, rupture de bancs rocheux.. leur étude appartient au domaine de la

mécanique des roches, mécanique de blocs, contrairement à la mécanique des sols, mécanique de milieux continus.

C'est le réseau de discontinuités qui régit le comportement de ces massifs rocheux. Les causes déclenchant l'écroulement sont les phénomènes climatiques (pluie, fonte de neige, gel-dégel) et les séismes.



Figure I.9 les écroulements rocheux

I.5.3 Les effondrements :

L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.

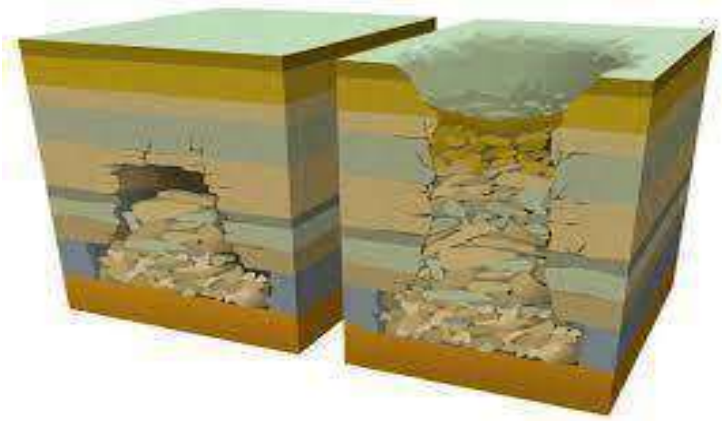


Figure I.10 Les effondrements

I.5.4 Érosion littorale :

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.

I.6 Définition de Glissements

On appelle glissement de terrain le déplacement plus ou moins rapide vers le bas et l'extérieur de masse de terre, éventuellement de roches, le long d'une pente. La surface de rupture c'est-à-dire la partie de la pente qui a glissé peut être rotationnelle si elle est de forme incurvée ou plane si elle est droite. La masse de terre qui a glissée garde sa consistance. Elle se différencie en cela de la coulée de boue qui n'a plus de forme.
Le glissement de terrain peut-être superficiel ou profond et concerner tout un pan de montagne par exemple.
Un glissement de terrain est dangereux et destructeur non seulement par le glissement du terrain lui-même mais aussi par l'accumulation en bas de la pente de terre, de roche et de débris divers.
Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupturedite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseurvariables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel àquelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvantconcerner l'ensemble d'un versant.



Figure I.11 Les glissements

I.7 Classification des glissements

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissement :

- glissement plan, le long d'une surface plane
- glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe
- glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types [3]

I.7.1 Glissement plan (translatif)

Ils se manifestent lorsqu'il existe une surface topographique pouvant guider une ruptureplane: telle qu'une couche mince de caractéristiques médiocres sur un substratum, Lesvolumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines demillions de mètre cubes [4]

Principaux facteurs déclenchant

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de pressions interstitielles….)
- Les terrassements
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosions des berges)
- Les séismes [5]

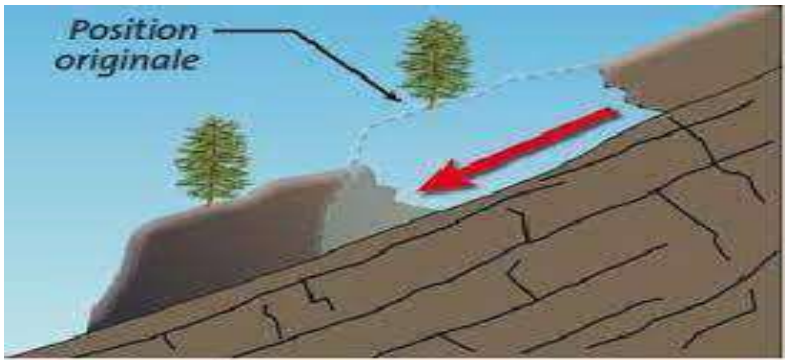


Figure I.12 Glissement plan

I .7.2 Glissement rotationnel

La surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement.
Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées .

Principaux facteurs déclenchant

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles….)
- Les terrassements
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosion des berges)
- Les séismes [6]

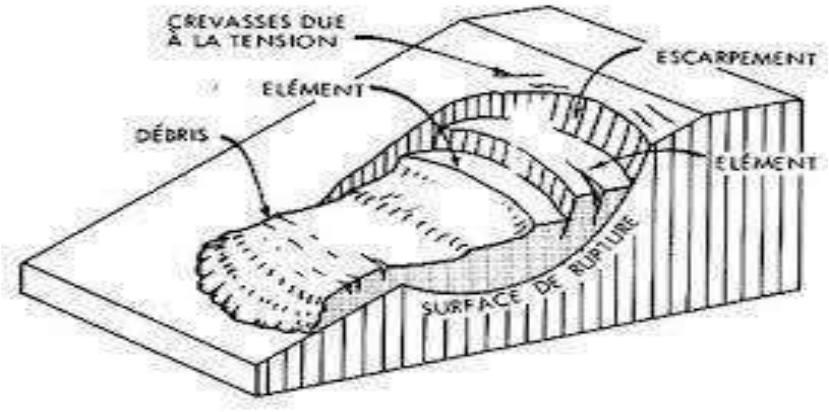


Figure I.13 Glissement Rotationnel

I.7.3 Glisements complexe

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope il peut y avoir formation de glissements "complexes" dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. C'est le cas, en particulier, des remblais sur versants.
Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes [3].

Principaux facteurs déclenchant

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles….)
- Les terrassements
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosion des berges)
- Les séismes [5]

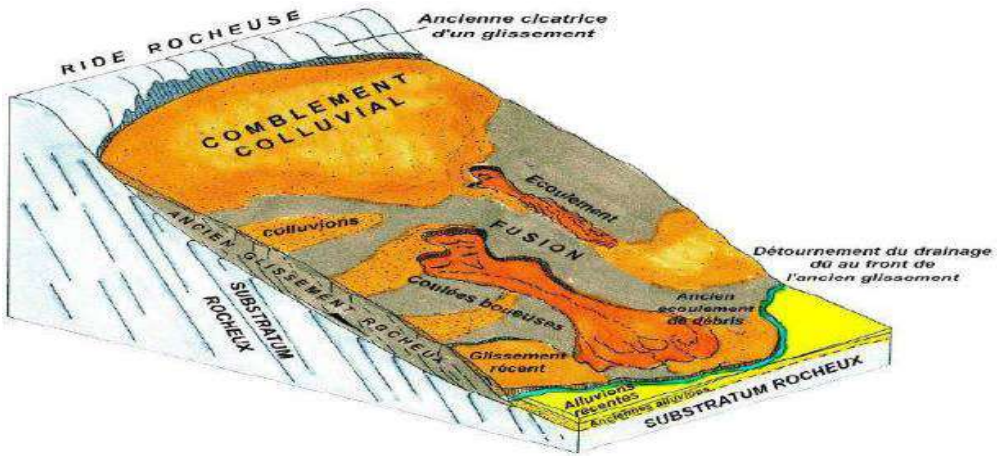


Figure I.14 Glissement Complexe

I.7.4 Glissement mixte

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

I.8 Les facteurs déclenchant un glissement de terrain

- **La nature du sol et du sous-sol** : Un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable. De même un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser.
  Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente (diminution de la résistance du sol).

- **L'eau** : Lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. La situation est d'autant plus

dangereuse si la quantité d'eau qui pénètre dans la terre est supérieure à celle qui s'en écoule.

- **La sécheresse** : Une terre trop sèche peut perdre de sa cohésion, s'effriter et glisser.

- **L'érosion** : Un sol érodé ou mise à nu sans végétation (déboisement, incendie, tempête) sera plus vulnérable aux infiltrations et donc sera plus susceptible de glisser.

- **Les activités humaines** : La construction d'infrastructures ou de bâtiments en haut de la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entrainer un glissement. De même des constructions en bas de la pente peuvent déstabiliser le pied du versant.
  La déforestation, l'irrigation qui modifie la teneur en eau du sol, l'urbanisation qui entraine une imperméabilisation du sol et donc un changement dans l'écoulement des eaux ou dans le profil de la pente sont autant de facteurs pouvant entrainer un glissement de terrain.

- **L'activité sismique** : En zone sismique, une secousse même minime peut faire bouger une pente déjà sensibilisée par d'autres facteurs de fragilisation.

I.9 Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains

I.9.1 Action et influence de l'eau :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

I.9.2 Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement, la stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes, on parle du facteur de sécurité (Fs). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a une conservation de l'équilibre.Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport Fs diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture, l'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de l'abutée en pied.

I.9.3 La nature des terrains :

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente, la très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement, la prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

I.9.4 Les actions mécaniques externes :

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.
Suppression de la butée de pied de versant.
La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

-Par terrassement.
-Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo.
-Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.
-Implantation des surcharges sur un versant.

I.9.5 Actions sismiques :

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.
Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

I.9.6 Action de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain.
Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.
Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

-L'ancrage par les racines
-Le drainage par évapotranspiration
-La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous-bois.
-La protection contre l'érosion.

I.10 L'eau et les risques de glissements de terrain

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.
Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance.
Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants, glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau, cet effet est le plus souvent mineur.

Changement de comportement rhéologique, le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux, certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente.

Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques.

Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain, la connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant.

Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

I.11 Conséquences sur les personnes et les biens

Les grands mouvements de terrain étant souvent peu rapides, les victimes sont, fort heureusement, 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 de 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.

Conclusion

Les mouvements de terrain rapides et discontinus (effondrement de cavités souterraines, écroulement et chutes de blocs, coulées boueuses), par leur caractère soudain, augmentent la vulnérabilité des personnes. Ces mouvements de terrain, ont des conséquences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication …), allant de la dégradation a la ruine totale; ils peuvent entrainer des pollutions induites lorsqu'ils concernent une usine chimique, une station d'épuration…Les éboulements et chutes de blocs peuvent entrainer un remodelage de paysage ; par exemple l'obstruction d'une vallée par les matériaux déplacés engendrant la création d'une retenue d'eau pouvant rompre brusquement et entrainer une vague déferlante dans la vallée.

Pour les mouvements lents, il n'y a pas de risque humain direct et leurs conséquences sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public. Ce sont des dommages structurels très importants qui mènent à la ruine ou de fréquents arrêtés de péril et d'évacuation (destruction totale ou partielle d'ouvrages de construction : habitations, infrastructures routières…).

De façon indirecte, ce sont des perturbations au niveau de l'activité et des pertes financières importantes.

CHAPITRE II :
Technique Et Moyens De Confortement

Introduction

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, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement),l'accessibilité du site, La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, Les conditions de sécurité vis- à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

II.1 Technique et moyen de confortement

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

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

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en quatre grandes familles

1. Les terrassements : actions sur la géométrie et l'équilibre des masses

2. Les drainages : actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles

3. Les renforcements : renforcements mécaniques

4. Protection superficielles (végétalisation, plantation, etc.) [7]

II.2 Stabilisation par terrassement

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

- Les conditions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied)
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons). [8]

II.2.1 Remblai de pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au renversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site.

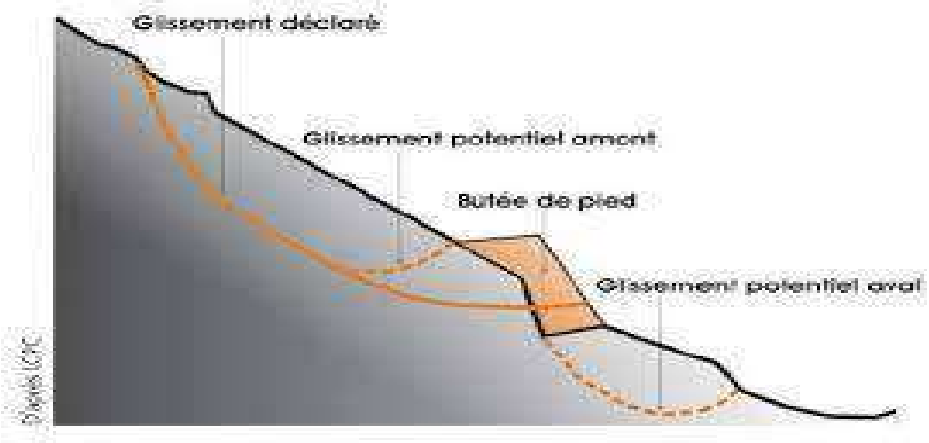


Figure II.1 Remblai de pied

II.2.2 Allégement en tête :

L'allégement en tête de glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partiesupérieure.
Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation ducoefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité lelong de la surface de rupture déclarée en prenant en compte lamodification de géométrie en tête. (Gilles .S, Pierre .P.1998). Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissé, telle qu'il apparaît dans lafigure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.
[9]

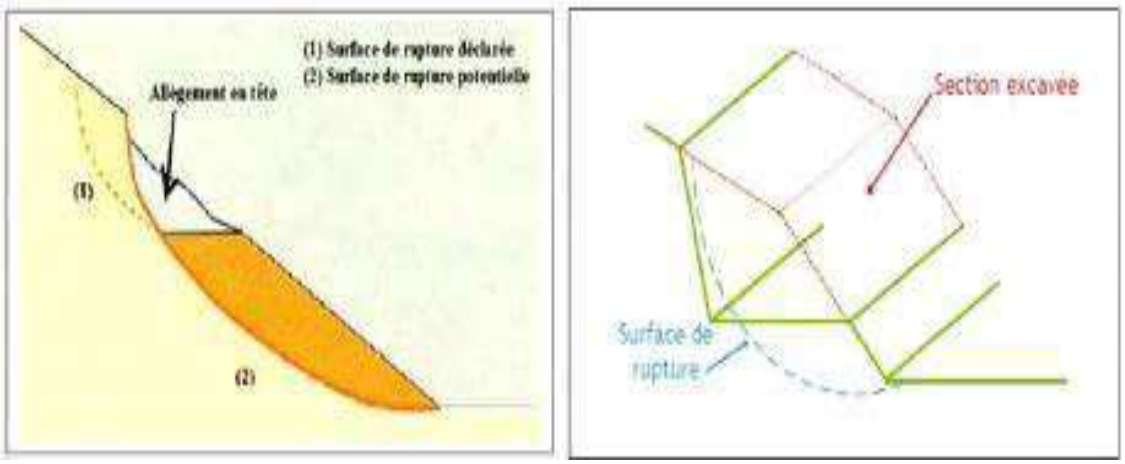


Figure II.2 Allégement en tête

II.2.3 Reprofilage :

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et

de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

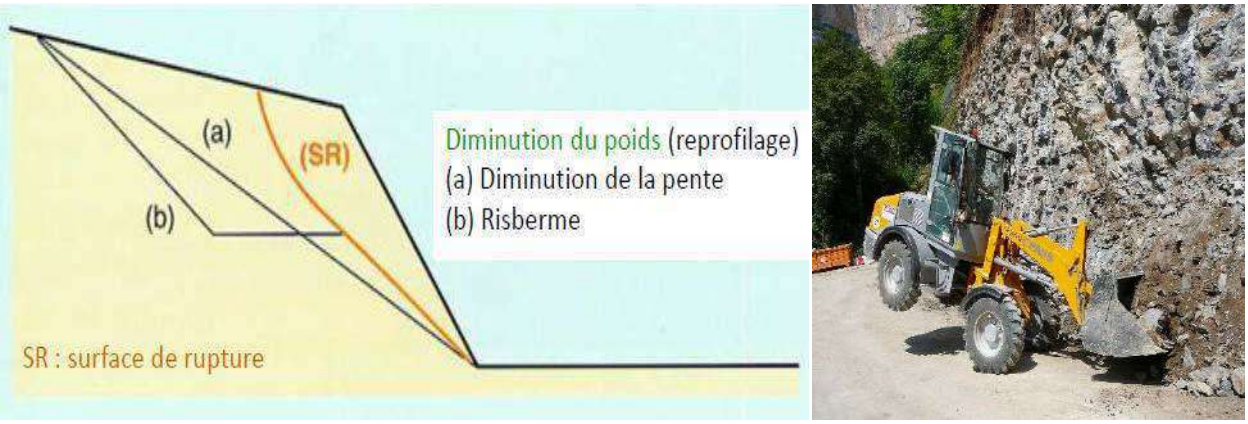


Figure II.3 Reprofilage

II.3 Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons)

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou partie, est de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

II.3.1 Substitution totale des matériaux glissés :

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prenne un certain nombre deprécautions :

- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concernés.
- Excaver plus profondément la surface de rupture sous peine d'inefficacité totale.
- Assure un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport ; une purgeparfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction.
- Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire.
- Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processusd'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres[6]

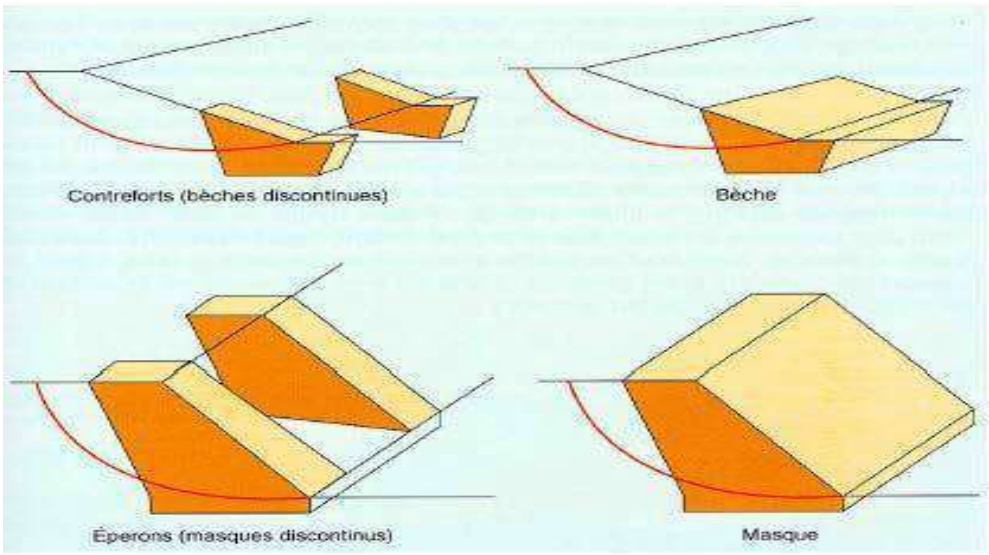


Figure II.4 Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons)

II.3.2 Substitution partielle des matériaux glissés :

- **Bèche**

Une bèche est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur,remblayée par des matériaux frottant et drainants.
Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact (substratum).
L'ancrage de la bèche ne doit pas être inférieur à 1 m. Les dimensions courantes d'une bèchesont :
- 4 à 10 m de largeur et 2 à 5 m de profondeur.
Elle permet de transmettre la surcharge du remblai au substratum et si un exutoire peut êtretrouvé, elle peut constituer un drainage à l'aval du glissement. (Gilles .S, Pierre .P.1998)

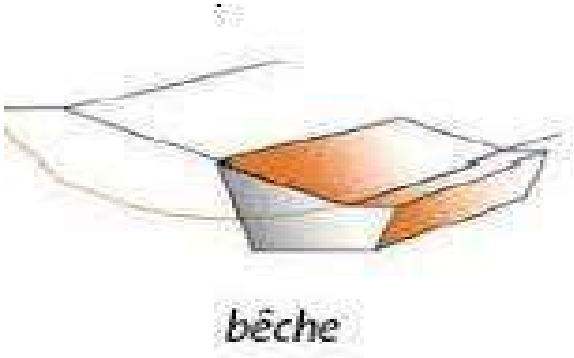


Figure II.5 Substitutions (bêches)

- **Contreforts**

On appelle contrefort, une bèche discontinue. Les contreforts sont souvent reliés par destranchées drainantes. Elles-mêmes reliées vers un exutoire. Les dimensions d'un ensemble de contreforts doivent être optimisées sur la base d'un calcul de stabilité le long de la surface de glissement existante. [6]

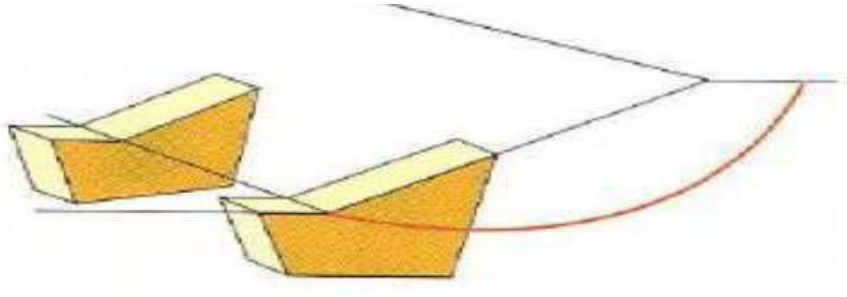


Figure II.6 Substitutions (Contreforts)

- **Masque drainant**

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires frottant, très perméables mis en œuvre en parement de talus. Le masque drainant remplit deux fonctions, il permet :
- d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain
- de rabattre la nappe et apporter un gain de stabilité.

Généralement, pour une meilleure efficacité, la largeur moyenne L, du masque doit êtresupérieure à la moitié de la hauteur H, du talus. Généralement, on limite la hauteur à environ 5ou 6 m.

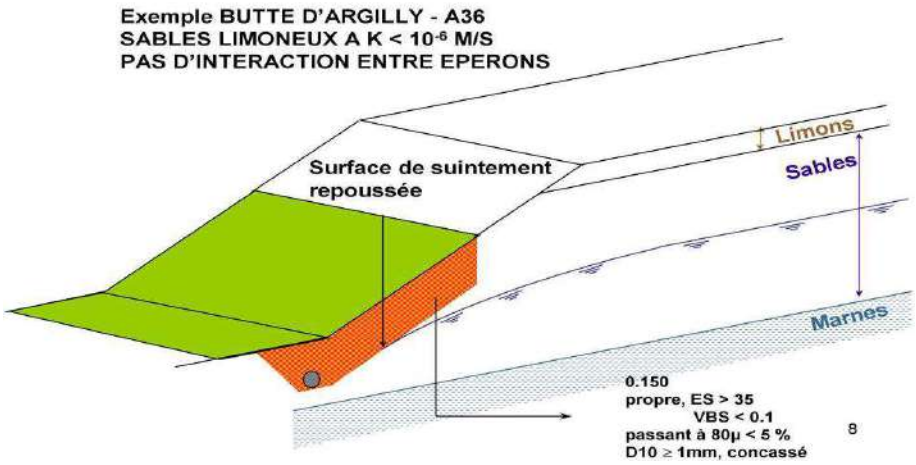


Figure II.7 Substitutions (Masque drainant)

- **Eperons drainants**

Les éperons drainants (masque discontinu) sont des saignées perpendiculaires au talus, assez profondes, régulièrement espacées et remplies de matériaux drainants et frottant. Les éperonsdrainants remplissent les mêmes fonctions qu'un masque drainant.Pour être efficaces, les éperons doivent entamer très profondément.

II.4 Stabilisation par drainage

Comme on le sait tous, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain.
Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pressiondes pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autresméthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, qui est soit utilisée seule ou conjointement avec d'autres méthodes.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:
- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

II.4.1 Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

- **Drainage de surface :**

Le drainage de surface n'est rien d'autre que l'assainissement qui consiste en la mise enœuvre des moyens adaptés pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement et/ou dela zone sensible. Le drainage de surface est le moyen actif pour limiter le ruissellement et lesinfiltrations d'eau dans le massif.
Les ouvrages de collecte des eaux de surface sont principalement les cunettes, les fossés et lescaniveaux. Leur dimensionnement relève de l'hydraulique de surface et leur implantationdépend des conditions géométriques du site. Ce sont des ouvrages fragiles et leur implantationdoit se faire dans les zones de très faibles déformations.



Figure II.8 Drainage de surface

- **Tranchées drainantes :**

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure (II.9), sont desouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur lesite de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène,couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens dela plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau), de la profondeur et del'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionnel'efficacité du drainage.

Elles peuvent être réalisées de plusieurs façons, soit à la pelle mécanique, à la trancheuse ou à la haveuse de paroi, qui donnent des dimensions de la paroi propre à chaque méthode.

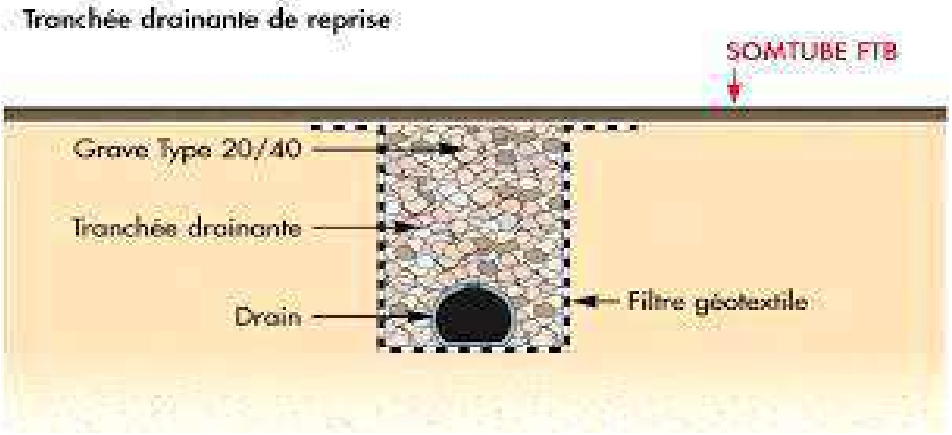


Figure II.9 Tranchées drainantes

- **Drains subhorizontaux**

Les drains subhorizontaux est une technique utilisée dans de nombreuses configurations deglissement et dans de nombreuses formations géologiques. Cependant, dans les formationstrès peu perméables (sols fins), c'est une technique qui s'y prête mal car le rayon d'action desdrains est très faible. Les drains subhorizontaux peuvent drainer des versants instables dansles cas suivants : Nappe de versant, Couches et poches aquifères, Circulations d'eau localisées(dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur). La définition du système de drainsest très empirique. Elle repose sur l'observation des débits d'exhaure, les diminutions despressions interstitielles et des temps de réponse aux apports d'eau.

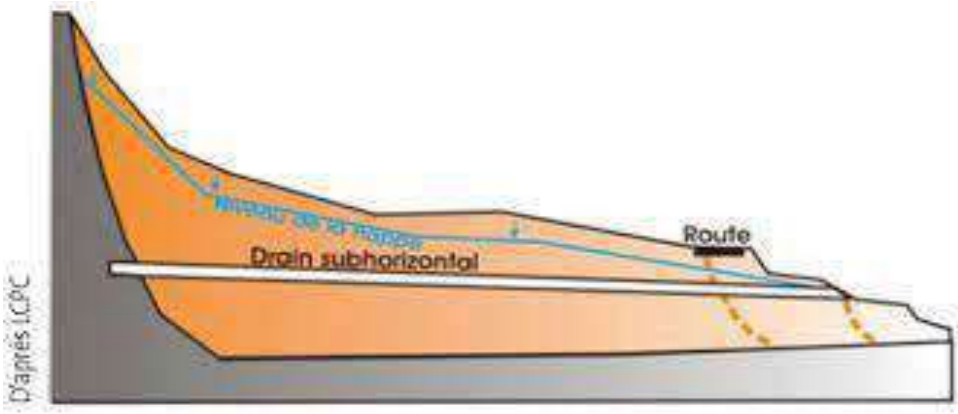


Figure II.10 Drains subhorizontaux

- **Drains verticaux, galeries drainantes**

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. Onpréconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un

cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.



Figure II.11 Drains verticaux, galeries drainantes

- **Masques et éperons drainants**

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



Figure II.12 Masques et éperons drainants

II.5 Confortements mécanique (éléments résistants)

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent a réduire ou à arrêter les déformations, donc on peut également introduire des éléments résistants pour éviter les déplacements, dont une conséquence serait de réduire la Contrainte de cisaillement
dans le versant susceptible à se glisser.
Il existe plusieurs mécanismes, dont on cite :

- Ouvrages de soutènement.
- Tirants d'ancrages.
- Le clouage (barres, micro pieux).

II.5.1 Ouvrages de soutènement :

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant lasécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calculdépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la ruptureexterne.
L'ouvrage a une fonction locale, il protégé une route par exemple, mais il suit le mouvement
et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage.
Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pourtraverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions.
Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale
n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en généraleassurée par le caractère monolithique de l'ouvrage. [6]



Figure II.13 Ouvrages de soutènement

II.5.2 Le clouage :

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs (poids de la masse qui glisse) vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif.la démarche de calcul d'un ouvrage cloue comprend d'abord une

évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité du massif.
Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, micropieu, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Deux types de clouage existent, le clouage passif ou la présence seule du clou assure letransfert des efforts et clouage actif ou le clou est préalablement mis en tension.la mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on cite d'exemple dans cettecatégorie quelque éléments qui utilise dans la stabilisation d'un versant glisse:

- Les pieux
- Les pieux forent
- Les pieux foncent
- Les micropieux
- les barrettes



Figure II.14 Le clouage

II.5.3 Tirants d'ancrage actifs :

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

Les ancrages sont efficaces dans :

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

L'utilisation des ancrages n'est pas recommandée pour les interventions qui concernent la stabilisation des terrains meubles présentant un comportement cohésif.

Technique réservée aux sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé. Elle est maladaptée à la configuration des glissements de versants naturels lorsqu'elle est associée à desrideaux (palplanches, parois moulé) à cause des modifications apportées au champ desécoulements hydrauliques. [5]



Figure II.15 Tirants d'ancrage actifs

II.6 Ouvrages de soutènements souples

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

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

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

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement Et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage

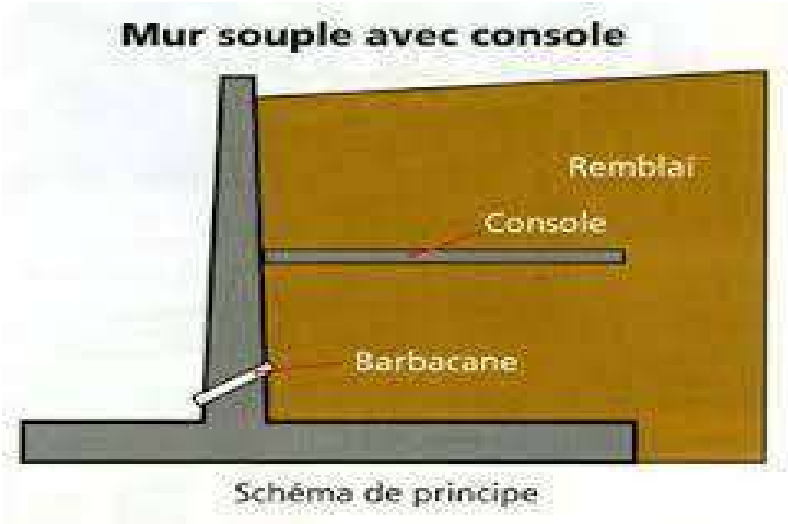


Figure II.16 Mur souple

II.6.1 Quelques exemples de murs souples :

II.6.1.1 Gabions :

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectes contenant de la pierre pour former une Structure monolithique et souple.

C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur a cause surtout de la stabilité interne des nappes.



Figure II.17 Mur en Gabion

II.6.1.2Murs Ter-voile :

C'est une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux Du fait de l'interaction continue entre les éléments de renforcement et le sol, il y a un effet de renforcement du sol, mais a cause de la géométrie, le mur s'apparente aussi a un mur cellulaire. Le comportement est donc complexe et il convient de justifier ce type d'ouvrage comme un remblai renforce quasi inextensible, mais aussi comme un mur de type cellulaire.

II.6.1.3 Mur en Terre armée :

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

-Un parement mince constitue initialement de feuillards métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboitant les unes dans les autres appelées écailles ;ce parement repose sur une semelle de fondation continue :

- Des armatures constituées de plats en acier galvanise comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposes a intervalles réguliers tant dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical.
- Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées

La construction s'effectue en mettant le remblai par couches successives compactées avec pose de lits d'armature et des éléments du parement a l'avancement c'est-a-dire en progressant vers le haut.



Figure II.18 Mur en Terre armée

II.6.1.4 Mur renforcé par nappes de géotextiles :

Sont constitues par des armatures, un parement et un massif en remblai.

-Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tisses, gorilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignes par le terme générique de geosynthetiques.

-Le parement est destine a assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-a-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.

Il existe différents procèdes parmi lesquels on peut citer ceux ou le parement est constitue d'éléments cellulaires en béton préfabriqués, remplis de sol et généralement vigétalisables, et Ceux ou le géotextile est retourne en bordure un parement indépendant est alors édifie pour protéger le géotextile.



Figure II.19 Mur renforcé par nappes de géotextiles

II.7 Techniques de renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aise et rapide a mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux categories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitues d'une armature de faible inertie (barres ou profile métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et places obliquement ou verticalement.
- les pieux et barrettes (futs de béton arme, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

II.7.1 Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.
L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilises, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou.

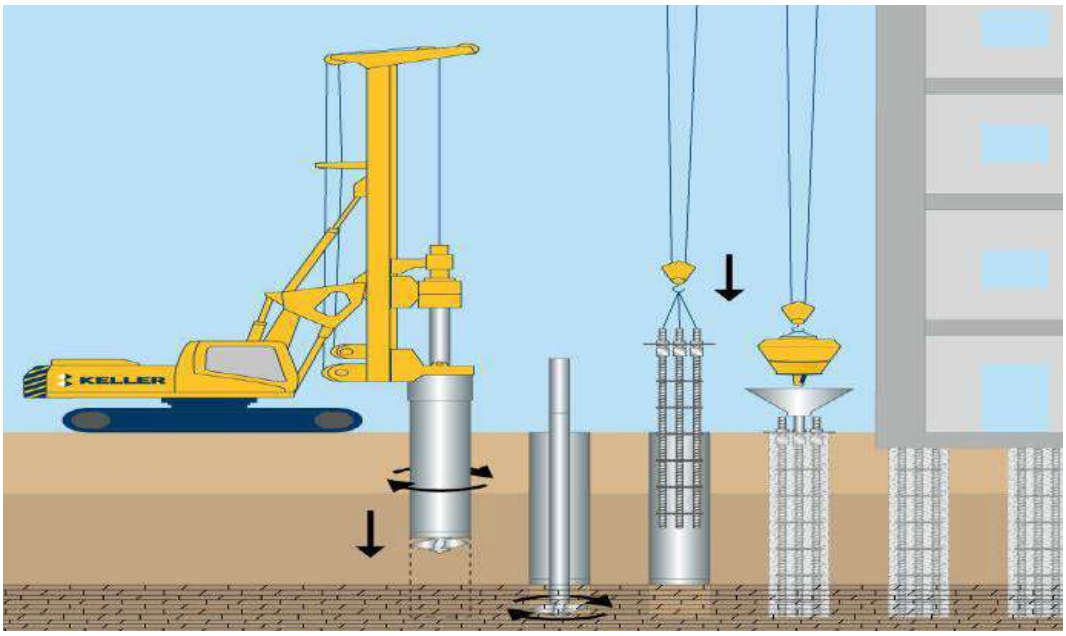


Figure II.20 Clous et micropieux

II.7.2 Pieux et barrettes :

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

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;

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



Figure II.21 Les barretes

II.8 Techniques de remblai renforcé

II.8.1 Renforcement par géosynthétiques :

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capable de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des geosynthetiques, elles agissent donc comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.

Les geosynthetiques permettent :

- Une limitation de l'emprise au sol de l'ouvrage en raidissant les talus.
- La réduction ou la suppression des poussées du remblai Une grande durabilité (pas de corrosion des armatures).

-Une facilité et rapidité des mise en ouvre ce qui évite le déplacement des engins lourd.



Figure II.22 Renforcement par géosynthétiques

II.8.2 Le Pneusol :

Le Pneusol est forme de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usages (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associes linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers.

Le Pneusol a les avantages suivants :

- Il est économique et compétitif par rapport aux matériaux traditionnels,
- Il est facile a mettre en œuvre et ne demande pas une techninicite particulière,
- C'est un produit écologique, car il permet la valorisation de pneumatiques usages,

Son domaine d'application est large est varie il peut en effet être utilise comme ouvrage de soutènement, pour le raidissement des pentes, comme remblais légers pour réparer les glissements de terrain.



Figure II.23 Pneusol-a-Bou-Smail

II.8.3 Le Texsol :

Le Texsol est un mélange de sable concasse intimement lie par des fibres synthétiques, (120 km de fils par mètre cube de sable).

Le matériau ainsi obtenu présente des propriétés intéressantes, Les applications du Texsol en soutènement sont de deux types. Il peut être utilise pour former un mur poids, encastre dans le sol de fondation par une bèche, pour retenir un sol de remblai. Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis.

Un massif de Texsol a la propriété remarquable, par rapport a un mur poids classique en béton, d'être aussi déformable que le sol de déblai ou remblai et il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans coffrage.



Figure II.24 Ouvrage de soutenement(texsol)

II.9 Technique de Protection superficielle

La stabilité générale du talus étant assurée, cependant son état de surface peut se dégrader par érosion sous l'action des agents météoriques pluie, vent, gel. C'est une protection active dont le but est de limiter l'érosion superficielle (liée au gel-dégel et aux eaux de ruissellement) e la matrice meuble des talus, responsable du déchaussement de pierres ou de petits blocs lors de fortes précipitations. [10]

La technique consiste à réinstaller un couvert végétal sur une pente mise à nu par l'érosion ou par des travaux de terrassement, ce qui permet à la végétation de fixer le talus par son emprise au sol (racines, couvert aérien) et limite ainsi le départ de sols et de pierres. En parallèle, des dispositifs peuvent être installés pour stabiliser les terrains et assurer la prise de la végétation.

La technique de protection superficielle nécessite au préalable :

- L'étude de stabilité de talus (stabilité d'ensemble et stabilité des blocs rocheux isolés)
- la détermination des zones sensibles à purger
- l'étude hydrogéologique et la prise en compte des écoulements superficiels
- L'étude pédologique, écologique et la détermination des espèces végétales les plus adaptées ainsi que la technique de semis à employer[10]

II.10 Boisement et reforestation

L'action stabilisatrice d'un couvert végétale, et notamment d'une forêt, sur un versant, préventivement ou en guise de remède, est un fait acquis chez les scientifiques et les techniciens, et les services forestiers des pays de montagnes affectés par des glissements ont entrepris depuis longtemps des reboisements là ou la déforestation est précisément rendue responsable de l'aggravation des phénomènes. Quelques auteurs ont cependant fait entendre une opinion quelque peu divergente, selon laquelle, dans un premier temps, la disparition de la forêt entrainerait plutôt une stabilisation. Cela serait du a l'élimination de la surcharge, au ralentissement de la reptation du sol. Mais au bout d'un certain temps, la diminution de l'évapotranspiration et la remontée de la nappe phréatique joueraient, en sens inverse, en faveur de l'instabilité. Le rôle de la végétation est, d'une part, mécanique, joué par les racines. Des cas de glissement on été mis en relation avec la destruction du système racinaire, après déforestation, et pour des forets de types différents, de l'Alaska au Brésil, ou dans les Alpes. Plusieurs spécialistes n'estiment qu'un couvert forestier ne produit qu'une surcharge faible, qui ne peut contribuer à l'instabilité que dans le cas de versant dont l'inclinaison dépasse l'angle de friction interne du matériau. L'effet du vent sur la stabilité, dans une forêt et après déforestation, n'a pas encore été réellement évalué. Il en est de même pour l'effet de pénétration des racines dans le sol et, ou, la roche. On peut faire remarquer qu'il ne peut jouer un grand rôle en milieu forestier tropical, puisque le réseau racinaire y reste très superficiel.

Conclusion

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique : par les risques qu'ils font encourir aux habitations et aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques, par la difficulté technique des confortements, par le coût toujours élevé des travaux de confortement.

Il est donc essentiel de faire des études approfondies, pour mieux adapter nos ouvrages aux impératifs du sol.

CHAPITRE III:
Méthodes de calcul de la Stabilité des pentes

Introduction

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers.

De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels),mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction du quel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées.

III.1 Mécanismes de rupture et causes d'instabilité des pentes :

les mécanismes de rupture par cisaillement des talus de remblais et d'excavations ou de pentes naturelles dépendent de la forme de la surface de rupture observée ou supposée (plan, droite, calotte sphérique, arc de cercle, arc de spirale logarithmique, etc.). D'autres mécanismes de rupture par plastification et écoulement d'une partie de la masse de sol peuvent également exister (poinçonnement dans le cas des remblais sur sols compressibles, phénomènes de coulées boueuses et de fluage dans la masse des versants, etc.). Dans la pratique courante, les calculs se font en considérant un mode de rupture plane pour les glissements plans ou cylindrique pour les glissements rotationnels. Les glissements plans se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse de sol en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture. Les glissements rotationnels simples se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope et les glissements rotationnels complexes résultent d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples dont la surface de rupture globale n'est pas circulaire (glissements en escaliers – glissements épicycloïdaux - glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement) ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc. ; vidange rapide d'une digue en terre) du terrain.

III.2 Calculs de stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du

coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre.

III.3 Définition du coefficient de sécurité

Notion de coefficient de sécurité: II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité **Fs**, chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises. 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 de la façon suivante :

$$Fs = Qmax/Q$$

Q : cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force **H**, Force **V**, moment **M**).

Q max : valeur maximale de **Q**.

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de sécurité: Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

si **FS = < 1** : les terrains sont instables (il y a un glissement).

si **FS = 1** : les terrains sont en équilibre critique

si **FS > 1** : les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement)

Tableau III.1 Différents exemples de définitions d'un facteur de sécurité ;LAMBE

_	**Définition**	**Formule**
1	Rapport de contrainte	F= **T max / T** ***F*** = *la resistance au cisaillement mobilisable/* résistance au cisaillement nécessaire à l'équilib*re*
2	Rapport de forces	**F** = **E** résiste / **E** moteur
3	Rapport de moment	**F** = **M** resist / **Mt** moteur
4	Rapport de grandeurs	**F= H / Hmax**

III.4 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal *FS* adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu).

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que *FS* = 1,5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop) [11]

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau III.2 Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

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

III.5 Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement [11]

III.5.1 les méthodes de calcul à la rupture :

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr- Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement τf. Les méthodes dites d'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

III.5.2 Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture :

avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car on ne peut pas mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élasto-plasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

III.5.3 Les méthodes énergétiques:

l'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitessese les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques. Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se rapprochent aux méthodes rigoureuses.

III.5.4 Les Méthodes globales :

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

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

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

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

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

III.5.5 Méthode d'équilibre limite:

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogène ne présentant pas discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il Pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un Coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante ; c'est-à-dire $\tau = c + \sigma \tan \varphi$

III.5.6 Méthodes des tranches :

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

On peut citer deux méthodes :

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

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

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

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

Hypothèse

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

Principe

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

On définit le coefficient de sécurité f, par la résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire :

$F = [c' + (\sigma - u)\ tg\ \varphi' / \tau]$.

III.5.6.1 Méthode de FELLENIUS :

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments Résistants et la somme des moments moteur qui engendrent le glissement

$$F = \frac{\sum \text{des moments résistants maximaux}}{\sum \text{des moments mouteurs}}$$

Hypothèses, [12] :

la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales) C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Soit un cercle quelconque de centre o et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (comprise dans l'arc AMN) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux:

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

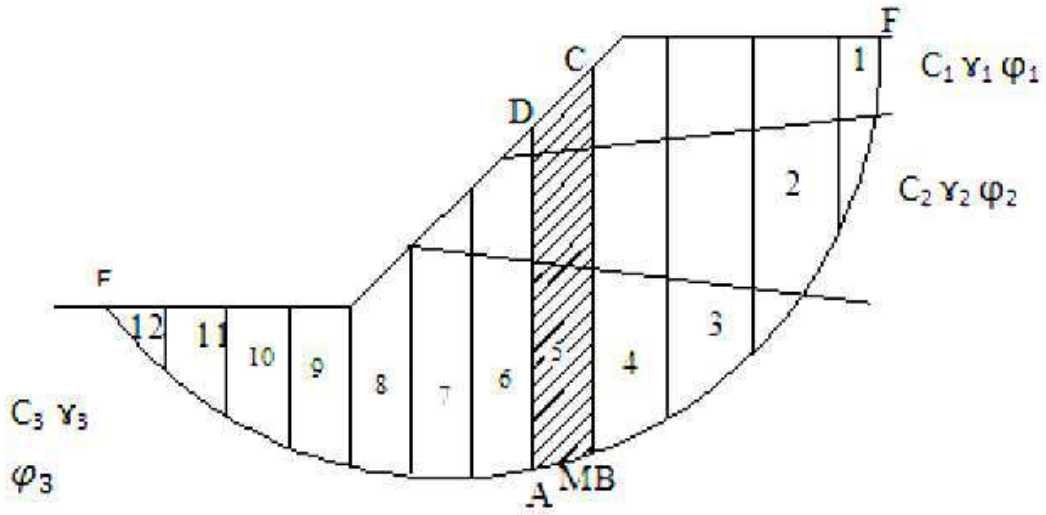


Figure III.1 Découpage en tranches d'un talus

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche (ABCD) affecté de l'indice n sur la figure n varie de 1 a 12.
Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :
- Son poids W.
- La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc AB.
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales Hn et Hn+1et en réactions verticales Vn et Vn+1.Il s'agit de forces internes au massif étudié.
Définissons par rapport au centre O :

Le moment moteur, comme celui du poids des terres W et des surcharges éventuelles, qui tend à provoquer le glissement.
Les moments résistant, comme ceux des réactions s'occupant globalement au glissement de la tranche, a savoir les moments des forces R_n, H_n, H_{n+1},V_n et V_{n+1}.
La surface de la rupture étant limitée par les points *E* et *F*, le coefficient de sécurité global F_s est défini par l'équation suivante :

$$F_s = \Sigma_{EF}\left(\frac{\text{momentsrésistantsmaximaux}}{\text{momentmoteur}}\right)$$

Considérons la somme des moments pour tout l'arc (AB), on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche (n-1), le moment des forces –Vn et -Hn s'oppose à celui de Vn et Hn, pour la tranche (n+1), le moment des forces -Vn+1 et –Hn+1

s'oppose à celui de Vn+1 et Hn+1.

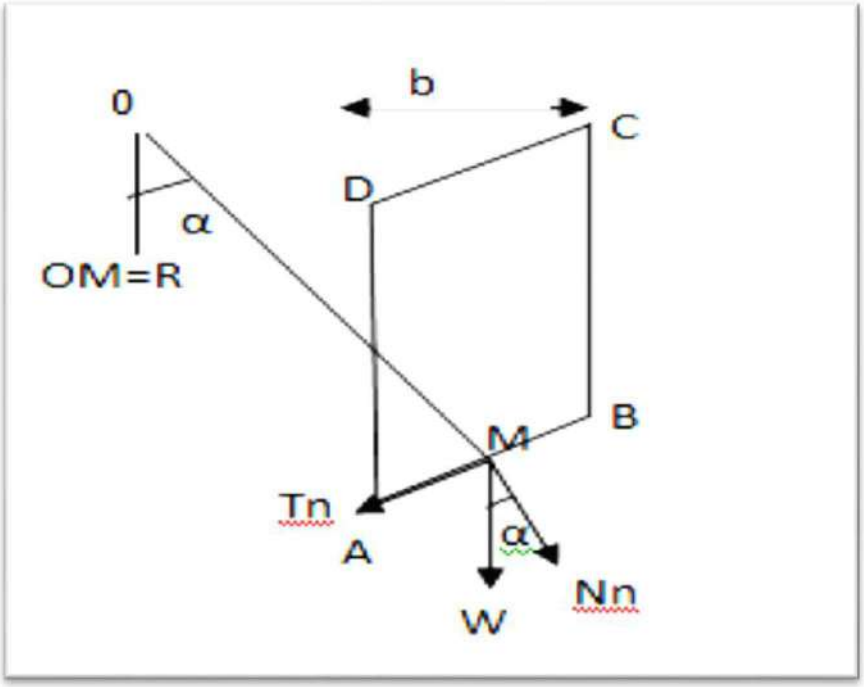


Figure III.2 Hypothèse de Fellenius

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agit sur l'arc (ab) était le poids W, à l'exception des forces internes. Dans ce cas :
W = -Rn, Décomposent le poids W en une force normale à ab, soit N, et une force tangentielle à ab, soit T. Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut pendre la composante tangentielle de Rn. d'après la loi de Coulomb, celle-ci s'écrit :

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

La somme des moments pour toutes les tranches est :

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

n : nombre total des tranches ;
Ci et Φi : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc ab. D'autre part, le moment moteur est du à T, d'où le coefficient devient :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (Ci\ ab + N tg\Phi i)}{\sum_1^n T} \qquad \textbf{.....(1)}$$

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

$$\frac{\sum_{n=1}^{n=m} ci\,.AB\; + Nn\,.tan\,\varphi i}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} > 1$$

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

III.5.6.2 Méthode de Bishop simplifie:

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que :

$$(V_n - V_{n+1}) = 0$$

quelque soit la tranche considéré L'équation précédente devient alors :

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

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

.

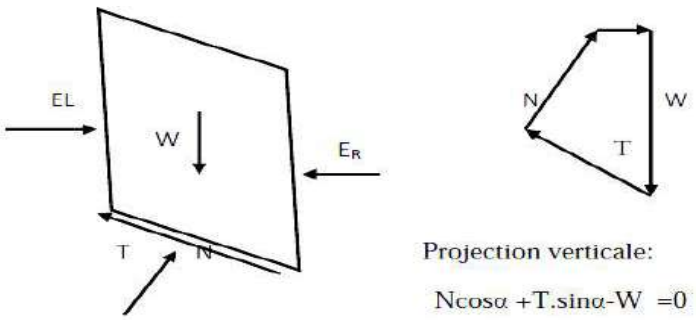


Figure III.3 Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

III.5.6.3 Méthode détaillée de Bishop (1955) :

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité Fs en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivent :

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

pour :

U : pression interstitielle agissant sur l'arc (ab)

C' : cohésion effective ;

Φ' : angle de frottement interne effective ; procéder par itérations successives car Fs figure aux deux membres de l'équation. Définir (Vn-Vn+1) pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance verticale de leur point d'application a la surface libre (c'est-à-dire proportionnelles au poids des terres).

Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle

de glissement. Il sera alors possible de définir (Vn-Vn+1) toutefois ce calcul est très lourd et bien en tendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur.

III.5.7 Méthode des perturbations :

Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou du moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire ni plane, on parle de rupture quelconque. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et le long de la surface de rupture.
Le coefficient de sécurité peut être calculé par la méthode des tranches mais il n'est plus possible de négliger l'action des forces internes agissant sur un plan vertical, de plus, pour la méthode de Bishop détaillée, le nombre d'équations obtenu par l'application des lois de la statique est insuffisant pour résoudre le problème. Il faut donc faire une hypothèse supplémentaire. Différentes méthodes basées sur ce principe on été proposées. Ces méthodes reposent sur des calculs écrasant nécessitant des itérations.

III.5.8 Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé.
- elle suppose aussi que la force normale *N* agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

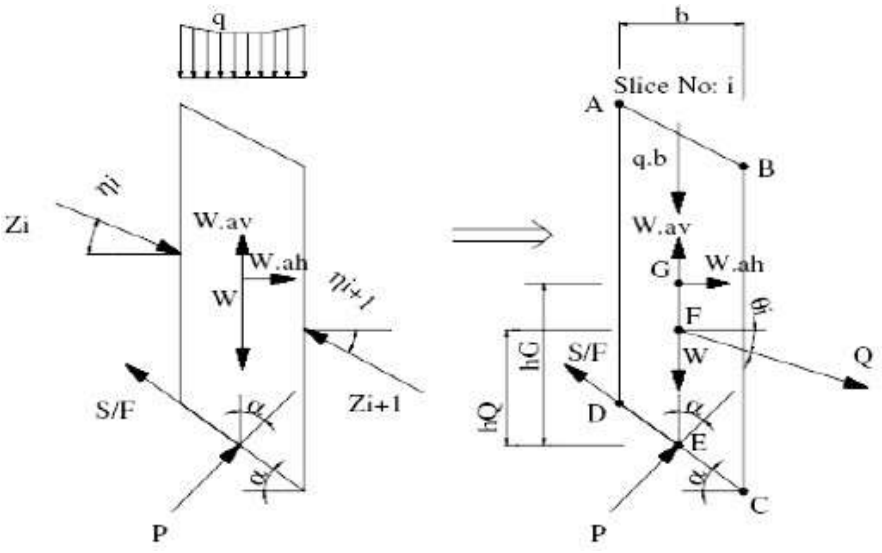


Figure III.4 Force apliqué sur une tranche par méthode de Morgenstern et Price

III.5.9 Méthode de Spencer (1967)

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (*f(x)=1*), et que l'angle

d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches, Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire.

III.5.10 Méthodes de stabilisation des glissements de terrain

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortatif, la plus efficace et la moins couteuse.

Dans ce partie nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de parade ayant pour objectif la stabilisation de volume instable par :

- Elimination de la masse instable (ex: purge) ;
- Diminution des efforts moteurs (drainage) ;
- Augmentation des efforts résistants (ex :confortement).

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions Techniques (paramètres technique du site et maitrise de la mise en œuvre) ; ainsi que des Contraintes économiques, sociopolitique, environnementales et esthétique [13].

III.5.11 La méthode des éléments finis :

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché : modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ; modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ; modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ; modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ; modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on constate que les reconnaissances et la structure géologique du site sont très importantes pour entamer une étude de stabilité d'un glissement de terrain.

Conclusion bibliographique

L’étude des mouvements de terrain est particulièrement complexe et représente depuis des siècles le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Tout au long de ce travail nous nous sommes attelés à regrouper presque toutes les théories développées qui traitent le phénomène de glissement de terrain et tout ce qui en découle dans un cadre prédéfini. Dans la première étape on a cité brièvement la définition d’un mouvement de terrain, et dans la deuxième étape nous avons identifié et différencié tous (les types, les causes) de glissement, ainsi que les méthodes de calcul de stabilité des pentes. Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination du coefficient de sécurité Fs, enfin nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système de parade ayant pour objectif la stabilisation de volume instable.

Aussi, chaque glissement de terrain a ses propres caractéristiques qui le distinguent des autres glissements de terrain. Pour cette raison, nous allons travailler dans le chapitre suivant pour connaître l'emplacement du glissement de terrain pour notre recherche, sa localisation et ses caractéristiques géotechniques ; expériences qu'ils ont réalisées en laboratoire et nous prendrons connaissance des résultats présentés et nous essaierons de fournir des solutions appropriées et économiques pour ce glissement.

PARTIE 02 CAS D'ETUDE

CHAPITRE IV:
Présentation d'un cas d'étude

Introduction

Ce chapitre concerne l'étude du glissement entre khemis Miliana(wilaya de Ain defla) et hanacha(wilaya de Médéa) apparu sur le chemin de RN 18 , Dans ce chapitre, nous ferons connaissance avec la zone où le glissement de terrain doit être étudié, les expériences utilisées et les résultats obtenus, et nous aborderons le problème et apprendrons les causes de ce glissement.
en va comprend les évaluations géotechniques pour scission entre kilomètres PK: 21+320-21+520 du projet d'autoroute 4ème Rocade d'Alger.

IV.1 Reconnaissance de site

La ville de Khemis Miliana est l'une des villes arabes situées dans la partie nord du continent africain, plus précisément dans l'état d'Ain Defla en Algérie. Elle est située à 114 km de la partie ouest de la capitale algérienne, Alger, et possède une superficie totale de 58 kilomètres carrés. de la partie ouest par la ville de Chlef et de la partie orientale par la ville de Médée. a municipalité de Hanacha se trouve à 27 km du siège de l'État, la ville de Médée. Elle est située à l'extrême ouest de l'État. Ses frontières sont au nord, le district de Wamri et la municipalité de Harbil, où Wadi Harbil est la séparateur, et du sud et de l'ouest, la commune de Wadi Al-Shurafa (état d'Ain Defla) et Wadi Chlef est le séparateur frontalier.

IV.1.1 Définition de la 4éme rocade :

La 4ème Rocade d'Alger est une Autoroute à péage qui traverse les territoires de cinq (05) Wilayas Du centre du pays, à savoir : Ain Defla, Médéa, Bouira, M'Sila et Bordj Bou Arerridj.Elle prend naissance dans la wilaya d'Aïn Defla, au niveau de l'échangeur de l'Autoroute Est-Ouest situé à 03 Kms de Khemis Miliana et traverse le territoire de cette Wilaya en passant par Les localités de Djendel et Ammoura, puis traverse le territoire de la Wilaya de Médéa, en passant Par les localités de Hennacha et Ouled Bouachra, pour arriver à environ 5 km au sud de la ville deBerrouaghia (au niveau de la RN1), puis Rébaïa et Chellalet El Adhaoura.Elle traverse par la suite les territoires des Wilaya de Bouira et M'Sila en passant non loin de Dirah,De Sidi Aissa et de Tarmount, pour terminer en fin sa course dans la Wilaya de Bord Bou Arreridj,Au niveau de l'Autoroute Est-Ouest, en passant près des localités d'El Ach et El Hamadia.

IV.1.2 Caractéristiques de la 4ème rocade d'Alger:

La 4ème Rocade d'Alger présentera les caractéristiques d'une Autoroute de liaison à péage, dont Le profil en travers est en 2x2 voies, élargis sable à terme à 2x3 voies par l'intérieur. Les ouvrages D'art et le tunnel prévus seront étudiés et réalisés directement en 2x3 voies. La vitesse de circulation Sera de 120 km/h.

IV.1.3 Situation du site :

La zone de glissement a affecté un tronçon du chemin entre khmis miliana et commun de hanacha



Figure IV.1 Situation du site [Illustration par Google Mapp]

IV.2 GÉOLOGIE

IV.2.1 Géologie régionale et cadre tectonique :

La géologie de l'Algérie peut être subdivisée en trois domaines contrastés tectono stratigraphiques : Le Craton Ouest-africain est généralement constitué d'un sous-sol granitisé Précambrien et de ses ceintures mobiles du Protérozoïque environnants, formant la partie centrale, méridionale et occidentale plus grande du pays. La limite orientale des frontières du Craton Ouest-africain au bouclier Touareg, qui comprend la région du Hoggar et ses prolongements sud-ouest et sud-est, l'Adrar des Iforas et l'Aïr, respectivement. Cette région a été la plus touchée par l'événement tectono-thermique Panafricain. Dans le nord, à partir de Tanger au Maroc via le nord de l'Algérie à Tunis en Tunisie, une chaîne repliée s'étend sur toute la longueur du Maghreb. Cette ceinture fait partie de la chaîne des Alpes, avec ses caractéristiques ressemblant plutôt aux segments Bétique et Apennine de l'unité Alpine. La partie algérienne de la ceinture dernière est également connue comme la chaîne Tellienne.

IV.2.2 Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaitre l'origine, la distribution et la modalité d'écoulement des eaux souterraines. Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

IV.3 Climat de région :

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

IV.3.1 Températures et précipitations moyennes:

La "maximale moyenne quotidienne" (ligne rouge continue) montre les températures maximales moyennes pour chaque mois pour Khemis Miliana. De même, la "moyenne minimale quotidienne" (la ligne pleine bleue) montre la température minimale moyenne. Les journées chaudes et les nuits froides (les lignes pointillées rouges et bleues) montrent la moyenne de la journée la plus chaude et de la nuit la plus froide de chaque mois au cours des 30 dernières années.

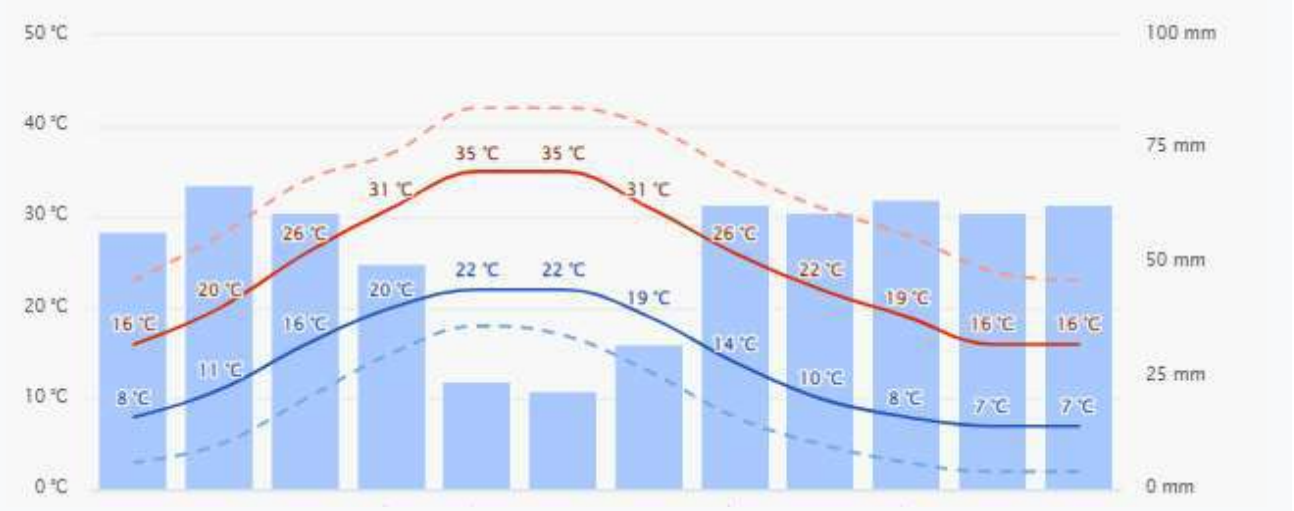


Figure IV.2 Les données de Températures et précipitations moyennes

IV.3.2 La rose des vents:

La Rose des Vents pour Khemis Miliana montre combien d'heures par an le vent souffle dans la direction indiquée. Exemple SW : le vent souffle du sud-ouest (SW) vers le nord-est (NE). Le Cap Horn, le point le plus méridional des terres d'Amérique du Sud, a de forts vents d'ouest, ce qui rend les traversées d'est en ouest très difficiles, en particulier pour les voiliers.

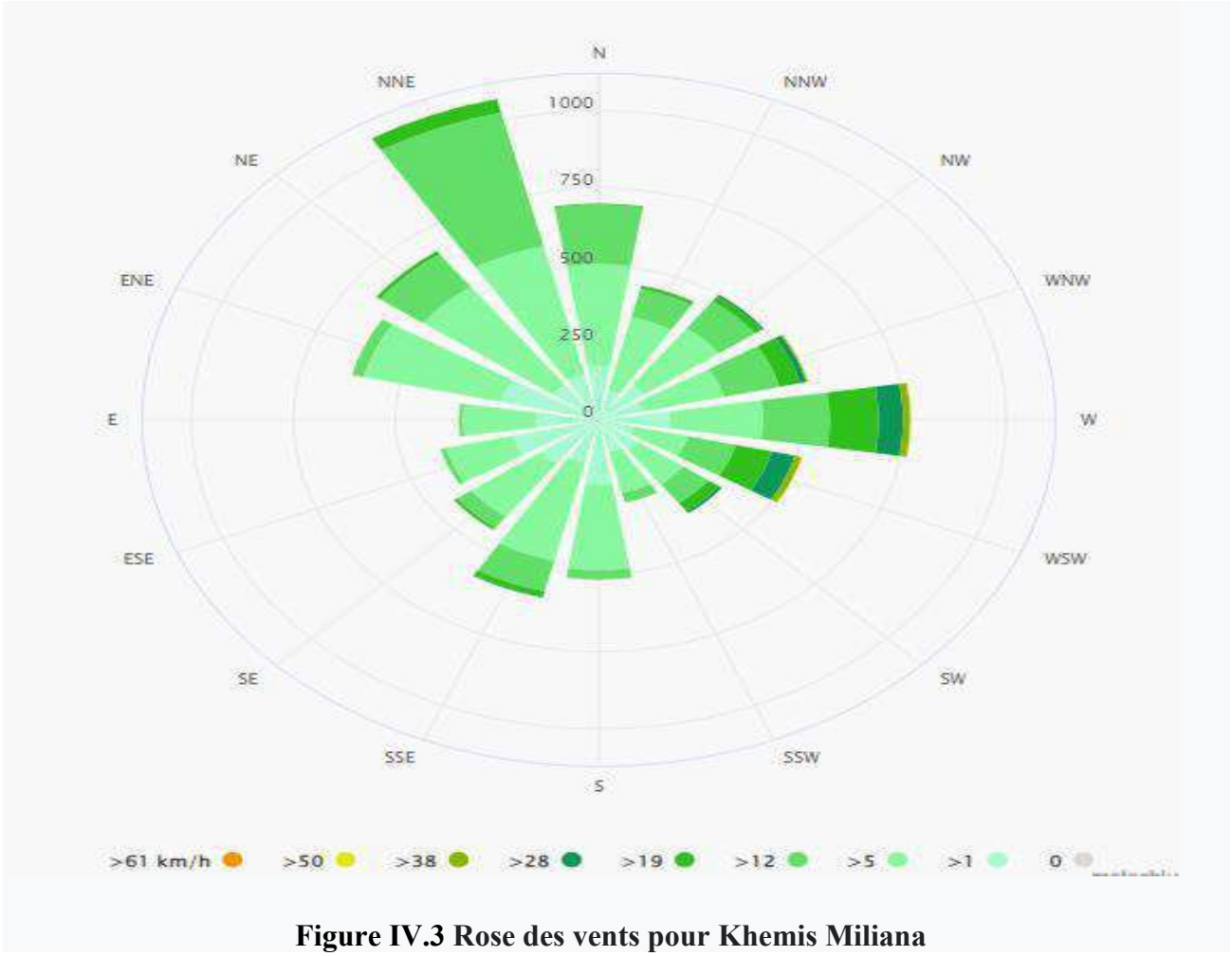


Figure IV.3 Rose des vents pour Khemis Miliana

IV.4 Sismicité :

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d´arts RPOA 2008", élaboré par le CTTP et le CGS (Centre national de recherche appliquée en génie parasismique), divise le territoire algérien en quatre (05) zones de sismicité croissante, soit :

Tableau IV.1 Zones de sismicité croissante

Zone	0	I	IIa	IIb	III
Sismicité	Négligeable	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.
Tout ouvrage qui relève du domaine d'application es règles parasismiques algériennes RPOA 2008 doit être classé dans l'un des trois groupes définis ci-après:

Groupe 1 : Ouvrages d'importance stratégique

Groupe 2 : Ouvrages de grande importance
Groupe 3 : Ouvrages d'importance moyenne

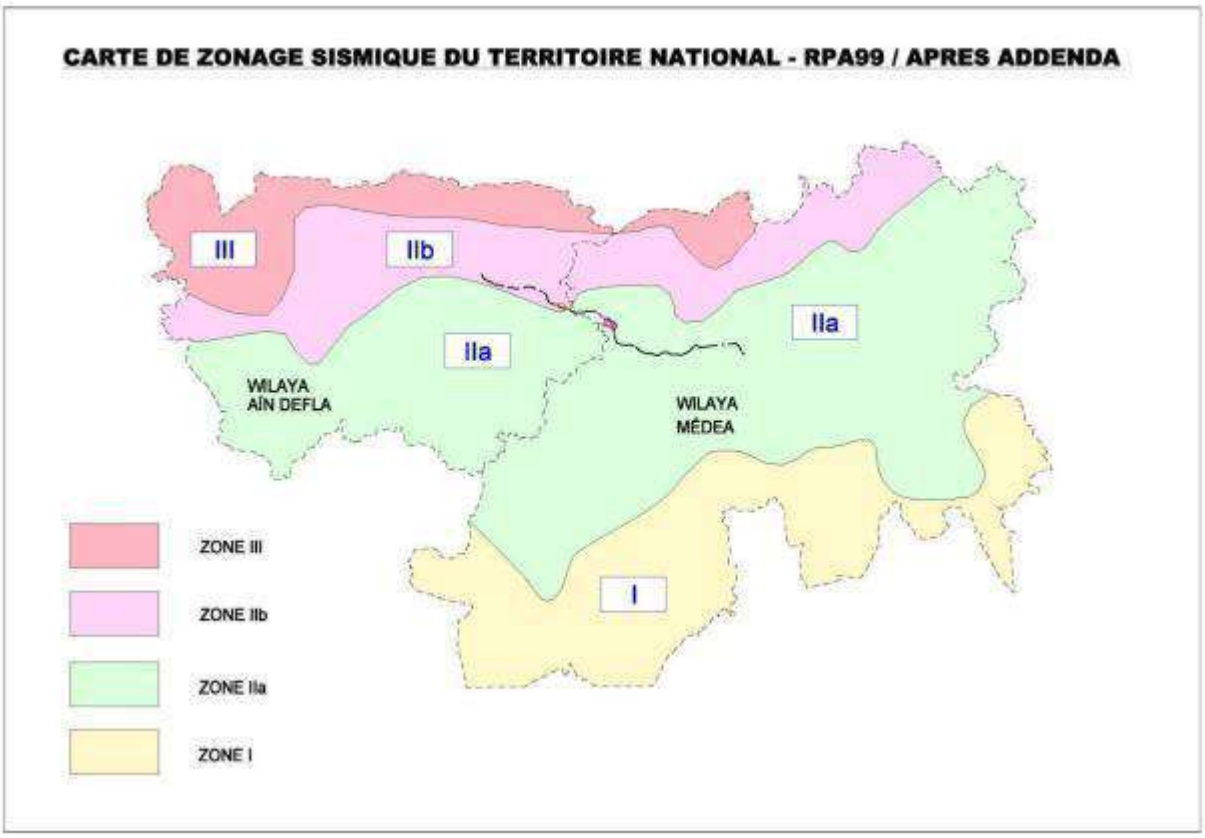


Figure IV.4 Carte de zonage sismique

Le valeur du coefficient d'accélération -A- est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zona sismique correspondante.
Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone IIB qui correspond à une zone de sismicité moyenne, la section autoroutière Khemis Miliana-Berrouaghia est considérée comme un ouvrage de grande importance (groupe 2).

Tableau IV.2 Coefficient d'accélération (A)

Groupe	*ZONE*			
	I	*IIA*	*IIB*	*III*
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	**0.20**	**0.25**	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Nous remarquons que la région de notre terrain, comprenant le site étudié, se trouve dans la "Zone II a de sismicité moyenne".

IV.5 Etude géotechnique du site

Zone du projet :

quelques photos des problèmes de stabilité sont données ci-dessous.



Figure IV.5 Problème de stabilité à droite de la pente de coupe



Figure IV.6 Problème de stabilité à droite de la pente de coupe PK21+300

IV.6 Les vues de site de glissement de la route étudie

L'autoroute est passé avec un remblai entre PK 21+340-21+480. Ce remblai de route de cette zone est situé sur un matériel de glissement de terrain . Ce glissement de terrain formé dans une unité de flysch composé de l'alternance des unités d'argilite/de siltite/de gres fin en position quasiment horizontale ou faiblement inclinée hors du flanc (<5 degrés), présente des propriétés de résistance de rocher faible. Ces unités sont très appropriés pour la formation de glissement du fait de leur position structurelle ainsi que leur résistance rocheaux.



Figure IV.7 Vue de nord de site

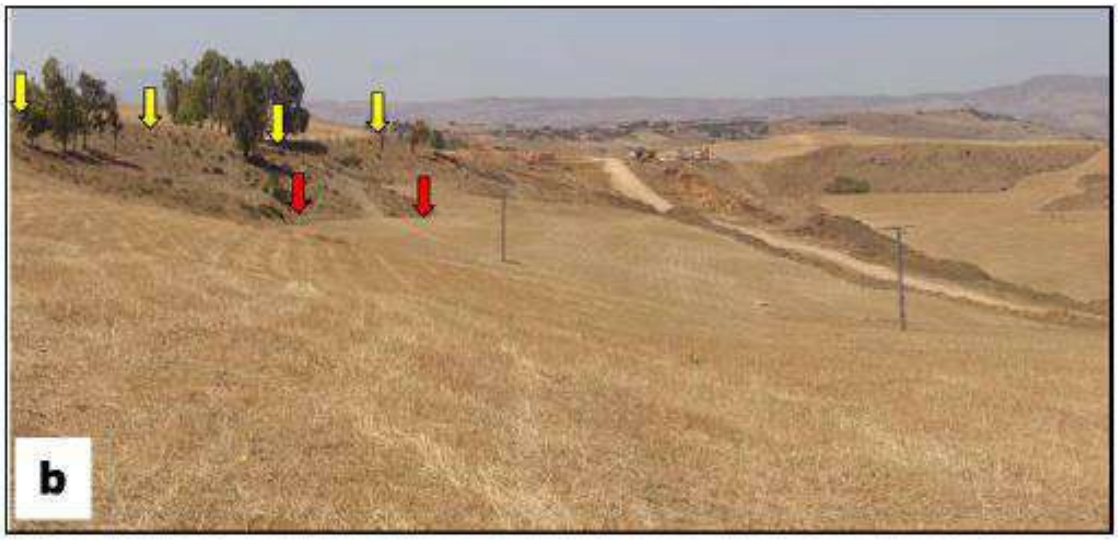


Figure IV.8 Vue de sud-ouest

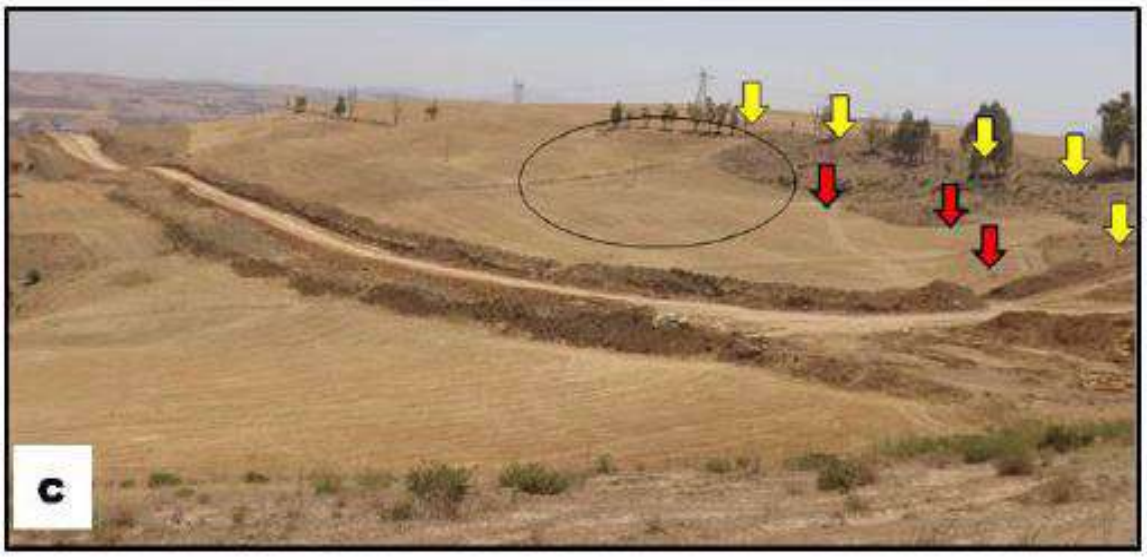


Figure IV.9 Vue de nord-ouest par la route en temps différents

IV.7 Travaux d'étude de sol

Dans la zone d'études, 4 forages d'exploration du sol (BH-70A, INK-1, INK-2 et INK-3) ont été effectué par l'entrepreneur MAPA dans la phase de projet définitif. Lors des forages, des tests sur le site ont été effectué. Les locations des études ont été présenté dans le plan géologique inclus dans les annexes.

En utilisant les données des forages qui ont été réalisé, le plan et le profil géologique de l'itinéraire ont été préparé et les dessins de "Plan et Profil Géologique" sont présentés dans les annexes.

Les informations sur les études de terrain effectué sont fournies dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 Les Forages

N°de forage	Profondeur(m)	PK	X	Y	Z
BH-70A	**25.00**	**21+400**	**454 858.26**	**4005 641**	**492**
INK-3	**35.00**	**21+753**	**454 842.00**	**4005 594**	**498**

IV.7.1 Essai in situ

Les sondages :

Le carottage est la désignation courante de tous les types de forages permettant la récupération d'une carotte. Les domaines d'application du carottage varient de la recherche des minéraux aux Études de fondations. Un sondage carotte a été réalisé sur le site et les résultats comme suivant :

Les sondages BH-70A et INK-3 ont été effectuées par l'entrepreneur MAPA entre le 13.10.2015 et le 27.09.2016 sur la zone d'examen.

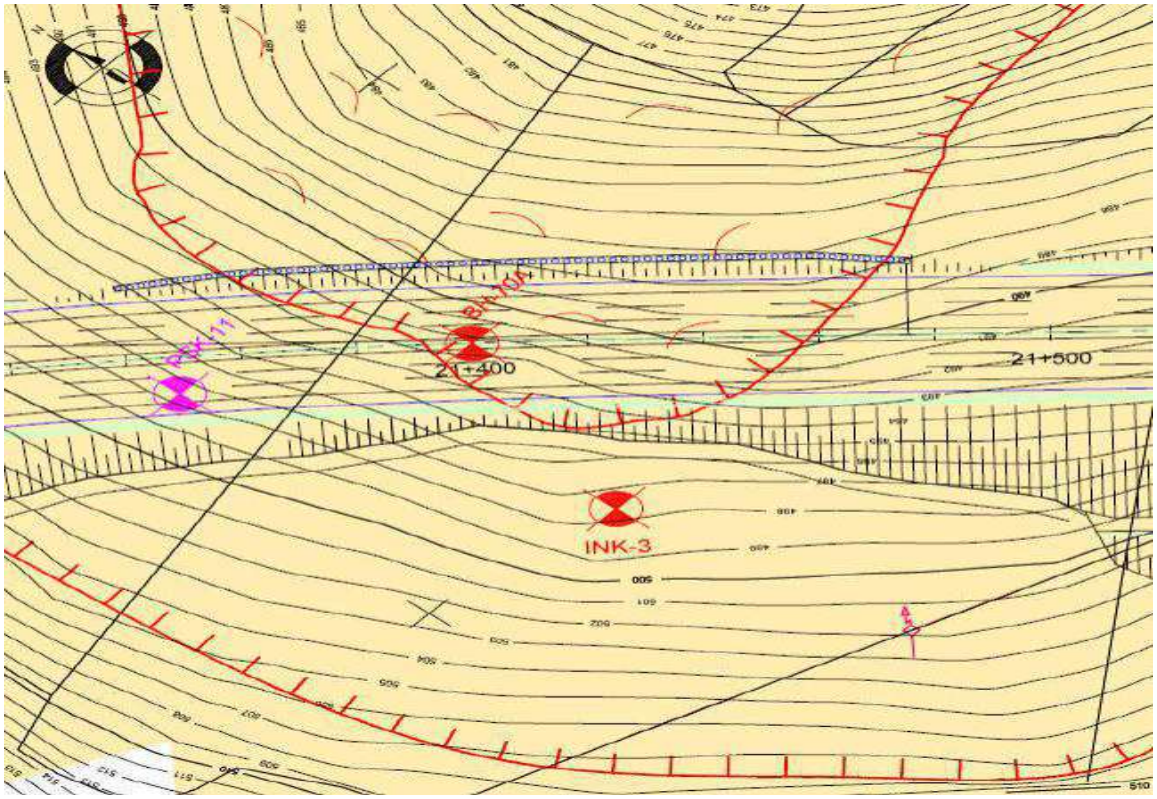


Figure IV.10 Plan de situation des sondages (PK : 21+320-21+490)

Le sondage BH-70A fait observer jusqu'à 15,00 m un matériel de glissement constitué d'argile de couleur marron clair/marron, a plasticité moyenne/haute, très solide/rigide, partiellement limoneuse et a gravier et une unité d'argile/marne rigide de couleur marron clair/marron verdâtre, a plasticité moyenne/haute, rigide, partiellement limoneuse et a gravier a partir de 4ème Rocade.



Figure IV.11 Le matériel de glissement observé entre 0-15m dans le sondage BH-70A

Tableau IV.4 Tableau d'essai de pénétration standard du forage n° BH-70A

Profondeur (m)	Nombre de chocs			N (résultants)
	0-15	15-30	30-45	
2,00-2,50	11	13	17	30
4,00-4,50	15	20	22	42
6,00-6,50	17	20	24	44
8,50-9,00	21	23	30	53
12,00-12,50	22	26	29	55
14,50-15,00	12	17	22	39
18,00-18,50	24	27	31	58

Le sondage INK-3 fait observer du matériel de glissement de terrain composé d'une unité d'argile partiellement limoneux et gravelé, très solide/rigide, a plasticité moyenne/haute, de couleur marron clair/marron jaunâtre jusqu'à environ 12,00 m et une unité d'argile/marne partiellement limoneuse et gravelée, rigide, a plasticité moyenne/haute, de couleur marron
clair/marron verdâtre a partir de cette profondeur jusqu'à 36,00 mètres qui représente le fond du puits.



Figure IV.12 Le matériaux de glissement observé entre 0-12 m dans le sondage INK-3



Figure IV.13 Matériel de glissement de terrain formé d'argile moulé de couleur marron clair environ 12 mètres dans le sondage INK-3.

L'implantation de ces essais in-situ réalisés est donnée sur la figure ci-dessous.

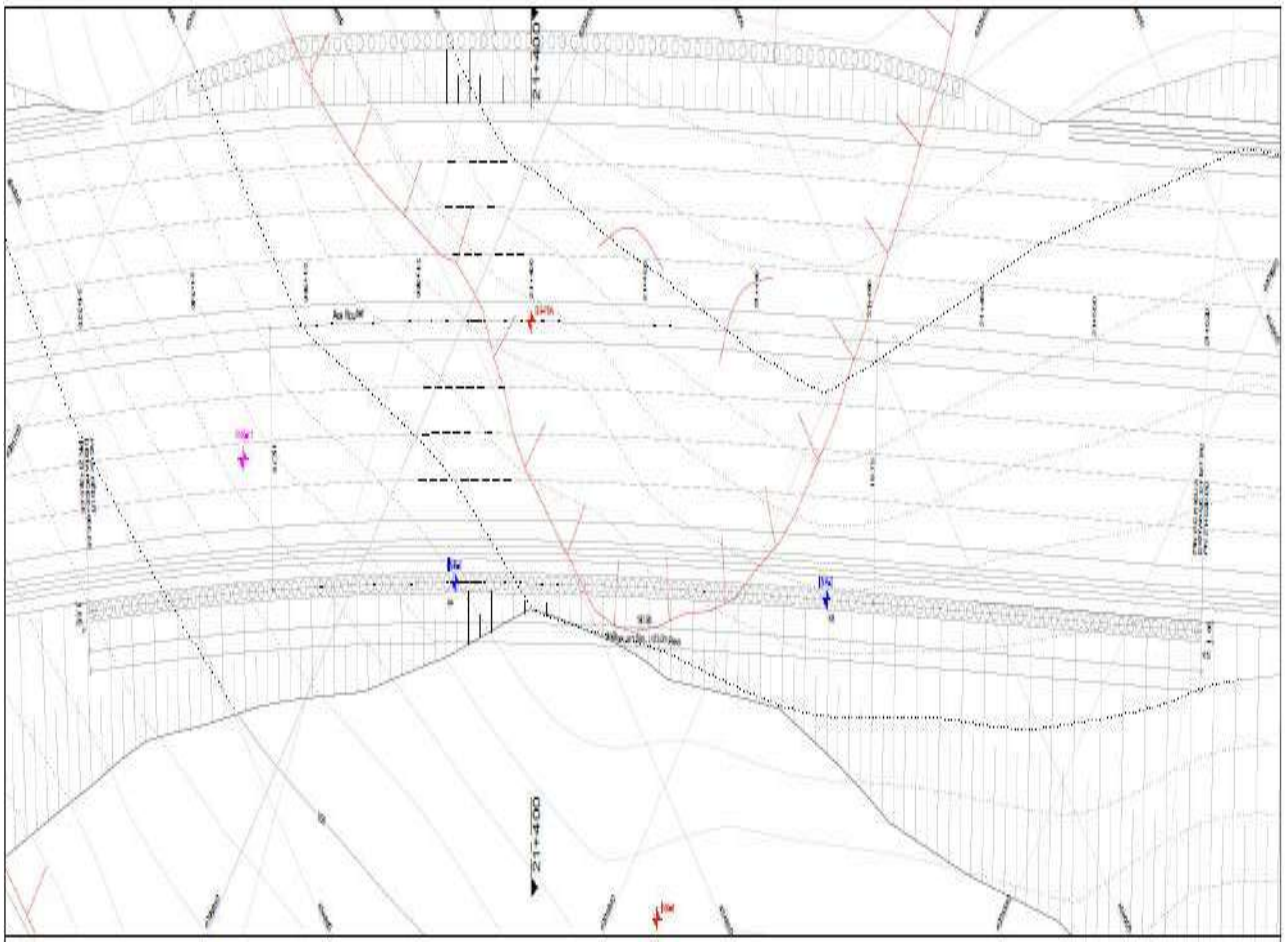


Figure IV.14 Carte d'implantation des essais in-situ du site
(Glissement de terrain RN18 entre khmis miliana et hanacha)

L'examen des sections situées a Km 21+400 qui est choisie comme la zone de remblai la plus critique a l'égard de la hauteur du remblai et du sondage de recherche effectué font observer 2 différentes unités géologiques dans la zone de remblai. La partie supérieure est une unité d'argile de couleur marron clair/marron, a haute plasticité, solide/rigide, partiellement limoneuse et a gravier. Cette unité étant d'une épaisseur d'environ 6,00-15,00 m, elle est évaluée comme matériel de glissement. Sous cette unité est observée une unité d'argile/marne rigide de couleur marron clair/marron verdâtre, a plasticité moyenne/haute, partiellement limoneuse et a gravier. L'angle de stratification de l'unité d'argile/marne rigide est proche à l'horizontal. les sondages de recherche ouverts pour analyser les caractéristiques géologiques et géotechniques ont assurés des données qui soutiennent les données d'observation.

Les sondages de recherche et d'inclinomètre BH-70A et INK-3 sont ouverts sur la masse du glissement de terrain en question. Les profondeurs de ces sondages sont respectivement 25 m et 35 m. Le sondage INK-3 étant ouvert sur les cotes plus élevées du glissement de terrain a gauche de la route, le sondage BH-70A est ouvert au centre de la route (photo IV.5). Les unités coupées dans les deux sondages présentent des données similaires sur le glissement de terrain dans de différentes profondeurs. Un matériel de glissement de terrain [14], atteignant une épaisseur de 14 m avec une formation de terre récente au dessus est passé dans le sondage BH-70A (photo IV.6). L'épaisseur de l'unité de glissement est 12 mètres comme prévu dans le sondage INK-3 ouvert sur les sections supérieures de la masse de glissement de terrain. Le matériel de glissement de terrain enforme de matériel d'argile moulé a surface de glissement, de couleur gris foncé est clairement distingué des unités d'argilite de couleur gris clair/jaune et de silt ite dans les photos de carotte de sondage.

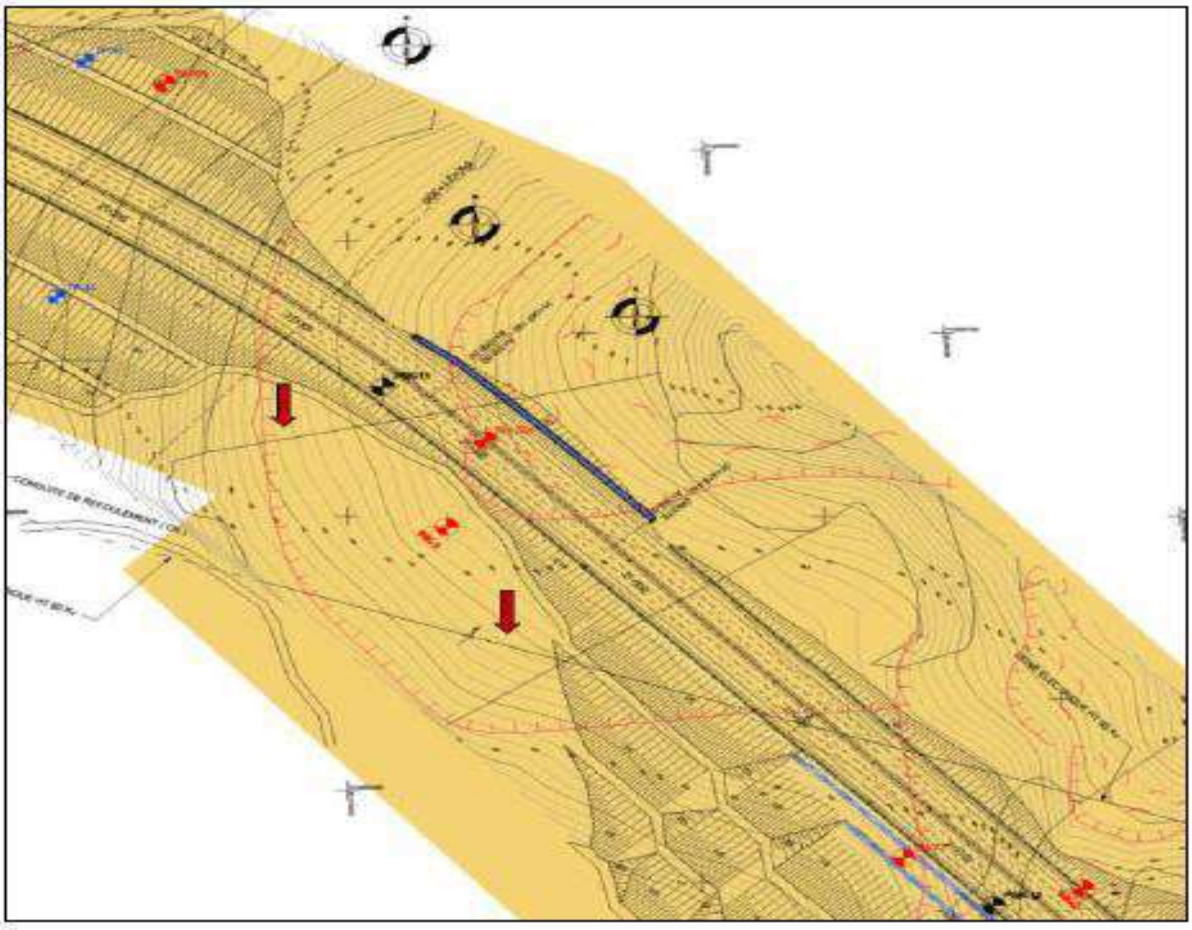


Figure IV.15 Carte indiquant les zones de glissement de terrain

Les courbes de contour présentent des signes identifiants sur la masse de glissement de terrain. Parmi celles-ci, la morphologie du relief de hummock sur le sommet concave et la masse de glissement de terrain (particulièrement les zones avec des flèches rouges) est clairement apparente.



Figure IV.16 Morphologie du relief du hummock indicative sur la masse de glissement de terrain

Remarque : L'ellipse noire sur la zone de vue d'ensemble ci-dessus indique la zone agrandie ci-dessous. Cette zone correspond également a la zone des flèches rouges indiquées sur les parties supérieures.

IV.8 Exploitation de la compagne géotechnique réalisée

La campagne géotechnique réalisée contient :

-les essais de pénétration standard.

- 2 sondages carottés.

-Compagne d'essai au laboratoire.

Essais de laboratoire

- Mesure des teneurs en eau naturelles ;
- Analyses granulométriques ;
- Limites d'Atterberg

. **Essais mécaniques**

- Essais de cisaillement rapide à la boite de Casagrande ;
- Essais de l'odomètre ;
- Essais de compression simple.

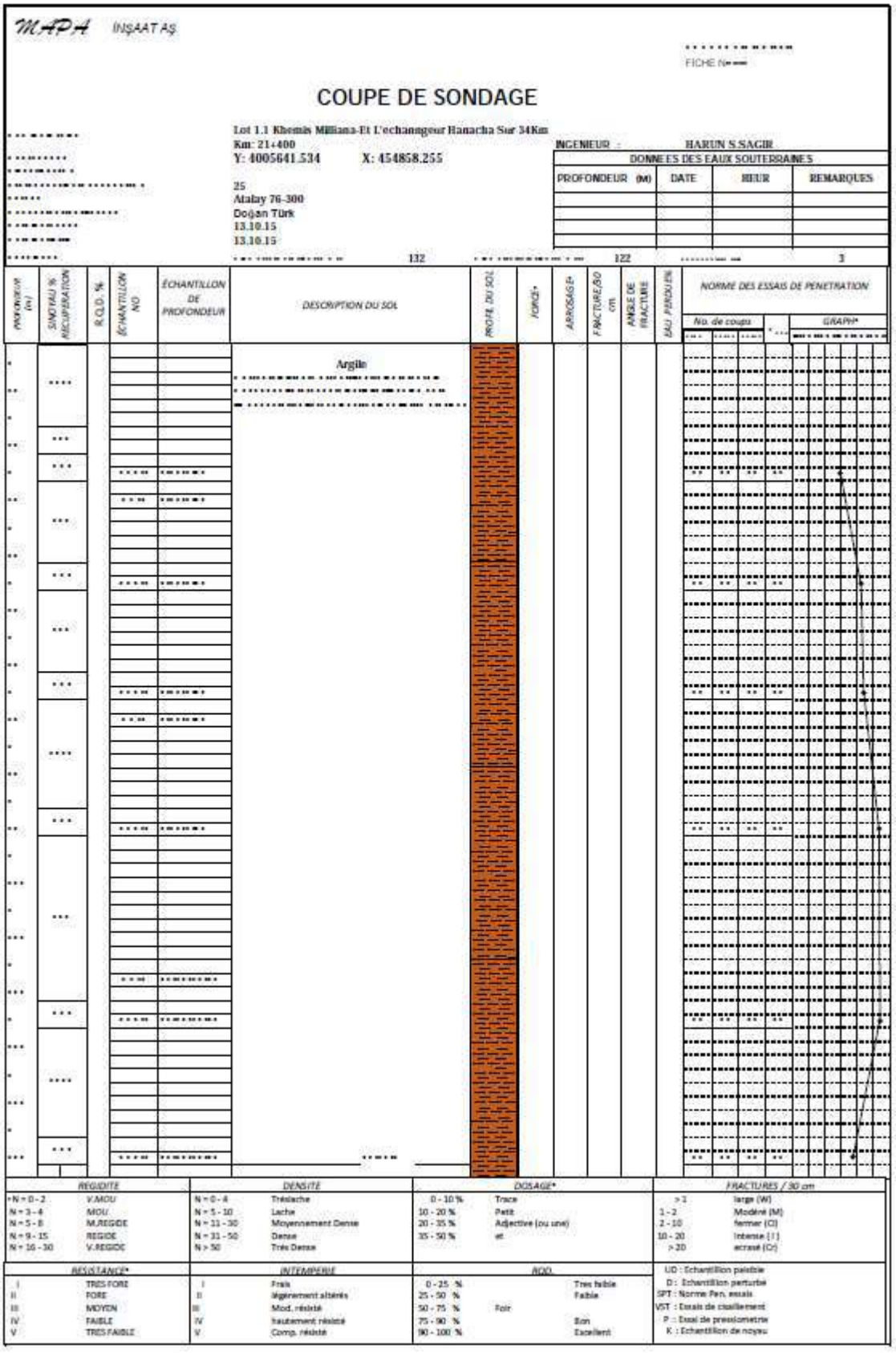
IV.9 PUITS DE PIÉZOMÈTRE

Les informations des puits de piézomètre et les niveaux d'eau souterraine sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV.5 Les puits de piézométre et niveaux d'eau souterraine

Sondage	PK	X	Y	Z	Niveaux d'eau souterrain 18.05.2016	Niveaux d'eau souterrain 21.05.2016	Niveaux d'eau souterrain 25.05.2016
PSK-11	21+348,455	4005670,574	454814,864	497	5,80	5,80	5,87
PSK-12	21+731,378	4005387,454	455071,509	489	19,77	19,90	19,76

Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données ci-après.



MAPA INŞAAT AŞ

FICHE N°

COUPE DE SONDAGE

Lot 1.1 Khemis Miliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km
Km: 214400
Y: 4005641.534 X: 454858.255

25
Atalay 76-300
Doğan Türk
13.10.15
13.10.15

INGENIEUR : HARUN S.SAGIR

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES

PROFONDEUR (M)	DATE	HEUR	REMARQUES

132 122 3

PROFONDEUR (M) | SINOTAU % RECUPERATION | R.Q.D. % | ECHANTILLON NO | ECHANTILLON DE PROFONDEUR | DESCRIPTION DU SOL | PROFIL DU SOL | FORCE* | ARROSAGE* | FRACTURES/30 cm | ANGLE DE FRACTURE | EAU PERDUE% | NORME DES ESSAIS DE PENETRATION (No. de coups, GRAPH*)

Argile

RIGIDITE		DENSITE		DOSAGE*		FRACTURES / 30 cm	
N = 0 - 2	V.MOU	N = 0 - 4	Très lache	0 - 10 %	Trace	> 1	large (W)
N = 3 - 4	MOU	N = 5 - 10	Lache	10 - 20 %	Petit	1 - 2	Modéré (M)
N = 5 - 8	M.REGIDE	N = 11 - 30	Moyennement Dense	20 - 35 %	Adjective (ou uve)	2 - 10	fermer (C)
N = 9 - 15	REGIDE	N = 31 - 50	Dense	35 - 50 %	et	10 - 20	Intense (I)
N = 16 - 30	V.REGIDE	N > 50	Très Dense			> 20	ecrasé (Cr)

RESISTANCE*		INTEMPERIE		ADD.		
I	TRES FORE	I	Frais	0 - 25 %		Tres faible
II	FORE	II	légèrement altérés	25 - 50 %		Faible
III	MOYEN	III	Mod. résisté	50 - 75 %	Foir	
IV	FAIBLE	IV	hautement résisté	75 - 90 %		Bon
V	TRES FAIBLE	V	Comp. résisté	90 - 100 %		Excellent

UD : Echantillon paisible
D : Echantillon perturbé
SPT : Norme Pen. essais
VST : Essais de cisaillement
P : Essai de pressiometrie
K : Echantillon de noyau

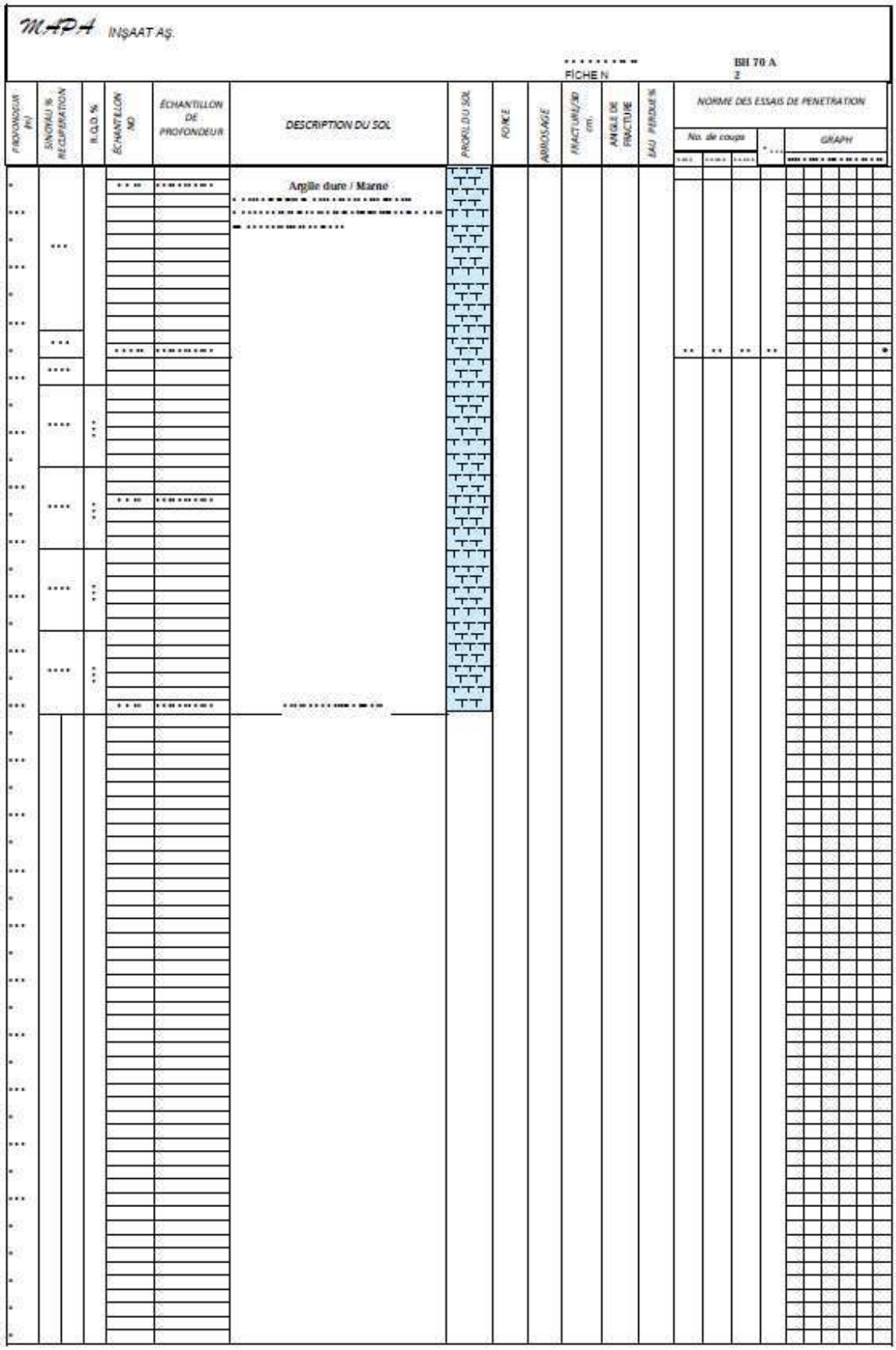
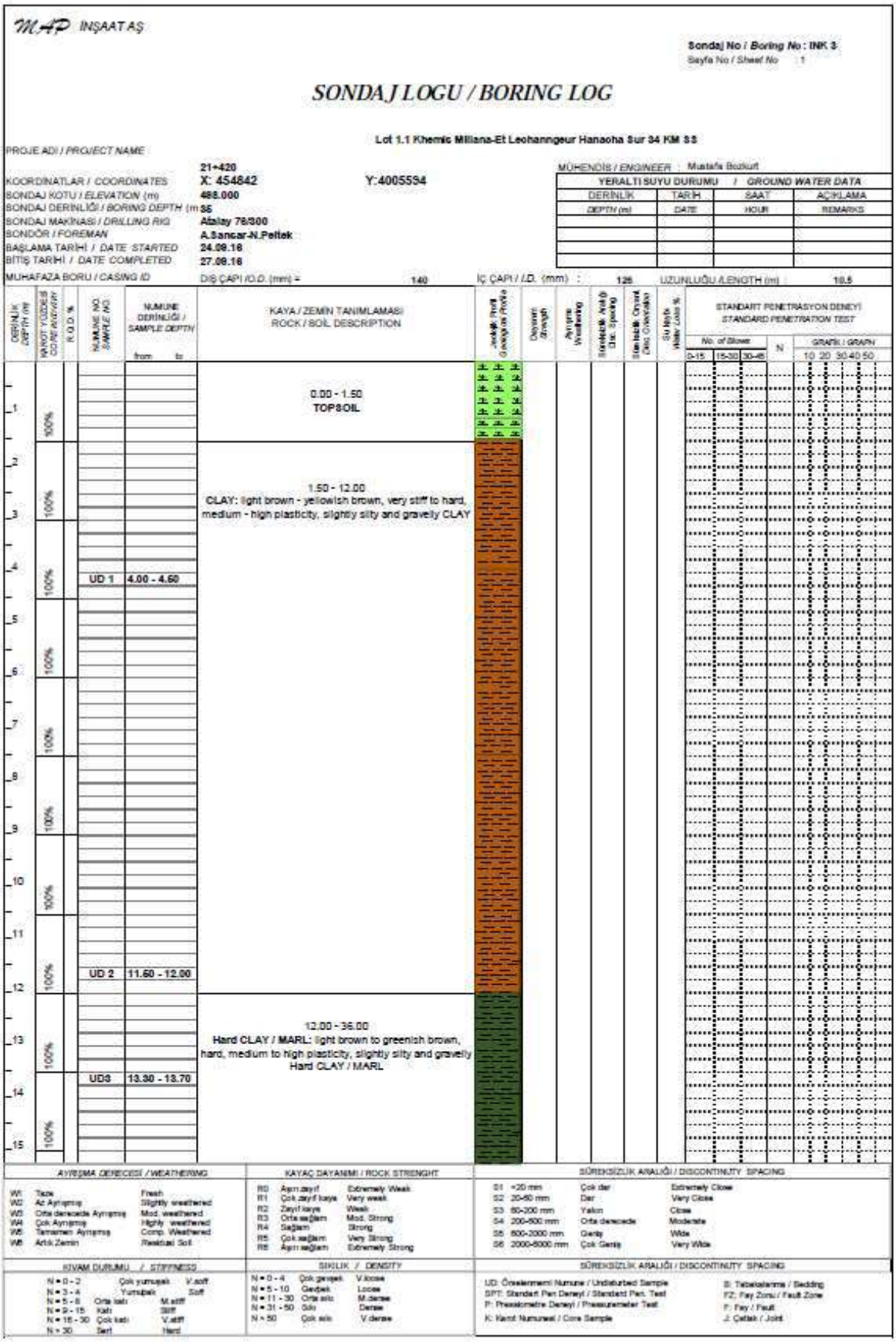


Figure IV.17 Coupe lithologique du sondage carotté BH70A



MAP INŞAAT AŞ

Sondaj No / Boring No : INK 3
Sayfa No / Sheet No 1

SONDAJ LOGU / BORING LOG

PROJE ADI / PROJECT NAME: Lot 1.1 Khemis Miliana-Et Leohanngeur Hanacha Sur 34 KM 83

KOORDINATLAR / COORDINATES	21+420 X: 454842	Y:4005594	
SONDAJ KOTU / ELEVATION (m)	488.000		
SONDAJ DERİNLİĞİ / BORING DEPTH (m)	35		
SONDAJ MAKİNASI / DRILLING RIG	Atlay 78/300		
SONDÖR / FOREMAN	A.Sancar-N.Peltek		
BAŞLAMA TARİHİ / DATE STARTED	24.08.18		
BİTİŞ TARİHİ / DATE COMPLETED	27.08.18		
MUHAFAZA BORU / CASING ID	DIŞ ÇAPI / O.D. (mm) = 140	İÇ ÇAPI / I.D. (mm) : 126	UZUNLUĞU /LENGTH (m) 18.5

MÜHENDİS / ENGINEER : Mustafa Bozkurt

YERALTI SUYU DURUMU / GROUND WATER DATA

DERİNLİK DEPTH (m)	TARİH DATE	SAAT HOUR	AÇIKLAMA REMARKS

DERİNLİK DEPTH (m)	KAROT YÜZDESİ CORE RECOVERY	R.Q.D. %	NUMUNE NO SAMPLE NO	NUMUNE DERİNLİĞİ / SAMPLE DEPTH from	to	KAYA / ZEMİN TANIMLAMASI ROCK / SOIL DESCRIPTION
1	100%					0.00 - 1.50 TOPSOIL
2						
3	100%					1.50 - 12.00 CLAY: light brown - yellowish brown, very stiff to hard, medium - high plasticity, slightly silty and gravelly CLAY
4			UD 1	4.00	4.60	
5	100%					
6						
7	100%					
8						
9	100%					
10						
11	100%					
12			UD 2	11.60	12.00	
13	100%					12.00 - 36.00 Hard CLAY / MARL: light brown to greenish brown, hard, medium to high plasticity, slightly silty and gravelly Hard CLAY / MARL
14			UD3	13.30	13.70	
15	100%					

Ayrışma Yeraltı Suyu Durumu / Weathering Groundwater Condition

Süreksizlik Aralığı / Discontinuity Spacing

Su Kaybı / Water Loss %

STANDART PENETRASYON DENEYİ / STANDARD PENETRATION TEST

No. of Blows 0-15	15-30	30-45	N	GRAFİK / GRAPH 10 20 30 40 50

AYRIŞMA DERECESİ / WEATHERING

W1	Taze	Fresh
W2	Az Ayrışmış	Slightly weathered
W3	Orta derecede Ayrışmış	Mod. weathered
W4	Çok Ayrışmış	Highly weathered
W5	Tamamen Ayrışmış	Comp. Weathered
W6	Artık Zemin	Residual Soil

KAYAÇ DAYANIMI / ROCK STRENGHT

R0	Aşırı zayıf	Extremely Weak
R1	Çok zayıf kaya	Very weak
R2	Zayıf kaya	Weak
R3	Orta sağlam	Mod. Strong
R4	Sağlam	Strong
R5	Çok sağlam	Very Strong
R6	Aşırı sağlam	Extremely Strong

SÜREKSİZLİK ARALIĞI / DISCONTINUITY SPACING

S1	<20 mm	Çok dar	Extremely Close
S2	20-60 mm	Dar	Very Close
S3	60-200 mm	Yakın	Close
S4	200-600 mm	Orta derecede	Moderate
S5	600-2000 mm	Geniş	Wide
S6	2000-6000 mm	Çok Geniş	Very Wide

KIVAM DURUMU / STIFFNESS

N = 0 - 2	Çok yumuşak	V.soft	
N = 3 - 4	Yumuşak	Soft	
N = 5 - 8	Orta katı	M.stiff	
N = 9 - 15	Katı	Stiff	
N = 16 - 30	Çok katı	V.stiff	
N > 30	Sert	Hard	

SIKILIK / DENSITY

N = 0 - 4	Çok gevşek	V.loose
N = 5 - 10	Gevşek	Loose
N = 11 - 30	Orta sıkı	M.dense
N = 31 - 50	Sıkı	Dense
N > 50	Çok sıkı	V.dense

SÜREKSİZLİK ARALIĞI / DISCONTINUITY SPACING

UD: Örselenmemiş Numune / Undisturbed Sample
SPT: Standart Pen Deneyi / Standard Pen. Test
P: Presiometre Deneyi / Pressuremeter Test
K: Karot Numunesi / Core Sample

B: Tabakalanma / Bedding
FZ: Fay Zonu / Fault Zone
F: Fay / Fault
J: Çatlak / Joint

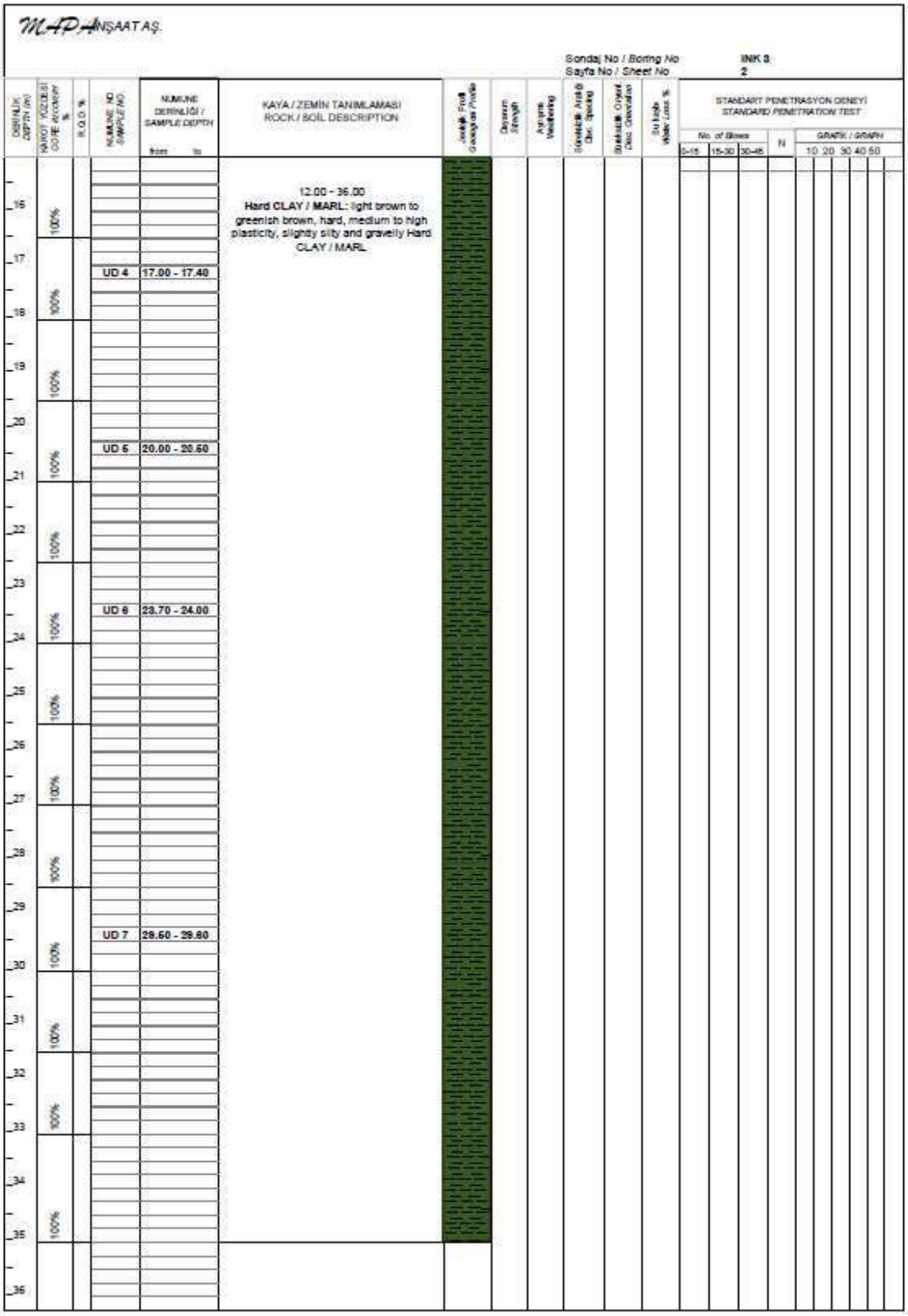


Figure IV.18 Coupe lithologique du sondage carotté INK3

IV.10 Les essaies réalisé dans le site de glissement

IV.10.1 Essai de pénétration standard (SPT) :

Les résultats des essais de pénétrations standards effectuées au cours des forages sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Les résultats des tests de pénétrations effectués dans les forages réalisés dans la zone d'examen, sont présentés ci-dessous.

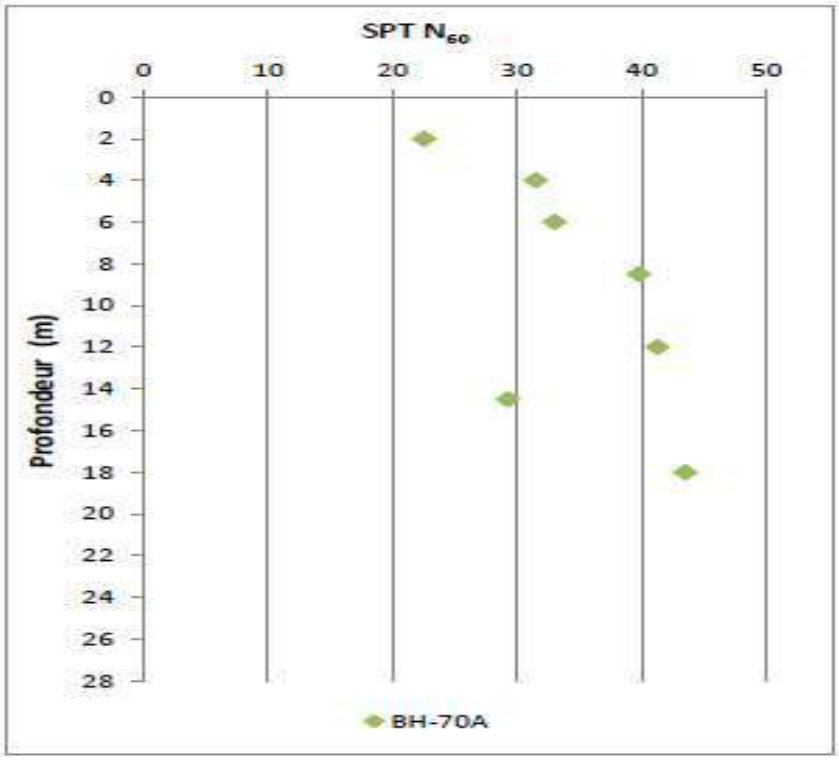


Figure IV.19 Essai pénétration SPT

IV. 10.2 En laboratoire :

Choix du type :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés au site étudié, à partir desquels des échantillons de sol sont extraits. Ces échantillons de sol sont soit remaniés, destinés à certains type d'essais (poids volumique, granulométrie,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés eux pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement…).Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour les sondages un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes.

IV.10.3 Analyse Granulométrique :

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions.

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80µm.



Figure IV.20 Appareill de l'essai de granulométre par tamisage

Pour le site étudié, nous avons réalisé (06)analyse granulométrique ;
Les résultas donnée par l'essai granulométre (voir l'annexes).

Par sédimenométrie : L'analyse granulométrique par sédimenomètrie (Figure IV.21) se fait pour les particules de dimensions inférieures à 80 micromètres. Elle consiste à dissoudre un échantillon du sol dans une quantité d'eau et de le laisser se décanter.

Il convient de signaler que l'analyse granulométrique contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

-Le coefficient d'uniformité : Cu =D60/D10



Figure IV.21 Essai de granulométre Par sédimenométrie

Pour le site étudié, nous avons réalisé (03) analyse sédimenométrie ;
les résultas donnée par le sedimenométre sont données par annexes.

IV.10.4 La Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement qui séparent les trois états de consistance ; celle qui sépare L'état liquide de l'état plastique est appelée « limite de liquidité », notée WL celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée « limite de plasticité », notée WP .

les résultas donnée par la limite d'atterberg se trouve dans les annexes .

IV.10.5 La teneur en eau :

But de l'essai : Les granulats utilisés pour la confection du béton contiennent généralement une certaine quantité d'eau variable selon les conditions météorologiques. L'eau de gâchage réellement utilisée est par conséquent égale à la quantité d'eau théorique moins l'eau contenue dans les granulats. Il faut par conséquent disposer de moyens pour mesurer combien il y a d'eau dans les granulats. Il y'a deux possibilités pour mesurer la teneur en eau :

1. Sécher le matériau humide complètement,
2. Faire entrer l'eau absorbée dans une réaction chimique.(voir l'annexes) .

en déterminer aussi avec le teneur en eau, par l'essai de laboratoire :

Le poids volumique (γ) **:** Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol. au volume de cette même quantité .on le note γ =P/V
et on l'exprime en KN/$m3$, La valeur du poids volumique d'un sol selon l'état d'humidité : saturé noté γsat , sec noté γd ou humide noté γh .
La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau.

IV.10.6 Essai de risistance au cissaillement(triaxial) :

L'essai triaxial consiste à appliquer à une éprouvette cylindrique de rapport H/D=2, une contrainte hydrostatique (ou radiale) constante et une contrainte déviatorique (ou axiale) croissante. Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable (en latex ou néoprène en général). Elle est montée dans une enceinte étanche avec embases supérieures et inférieures et disques drainants ou non selon le type d'essais à réaliser.



Figure IV.22 L'apperail d'essai triaxial

Les caractéristiques mécaniques sont obtenues en représentant dans le plan de Mohr l'état des contraintes à la rupture, soit la cohésion (c ou c') et l'angle de frottement (ϕ ou ϕ') , respectivement l'ordonnée à l'origine et la pente de la droite intrinsèque (en conditions drainées ou non).
Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé l'essai triaxial , Les résultats de cet essai de résistance sont donnés ci-dessous :

Tableau IV.6 Résultats d'essai triaxial

Angle de frottement interne ϕ	11.9
Cohésion c(kgf/cm2)	1.64

nous avons réalisé quatte essais de cissallement recgtiligne(CD) ; les résultas obtenu dans l'annexes.

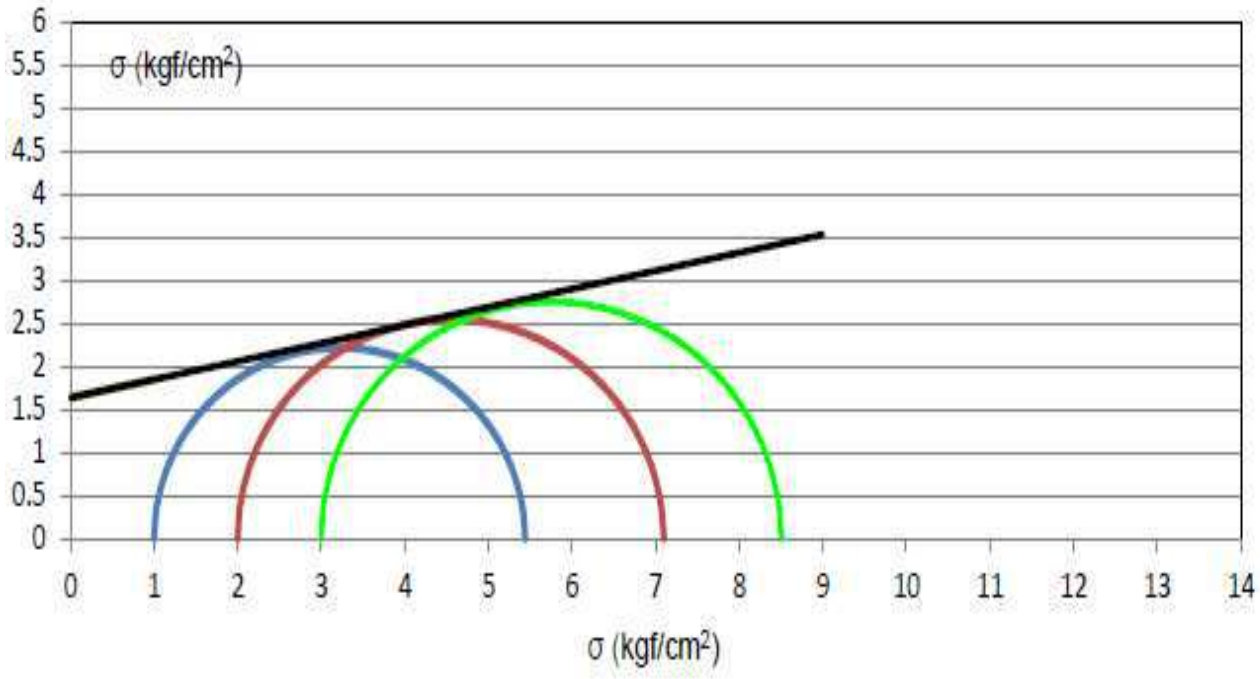


Figure IV.23 La courbe d'essaie triaxial

IV.10.7 Essai de consolidation :

Le but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mesure de l'application de différentes charges verticales constantes. Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :
-les courbes de consolidation, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

-la courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.
Concernant le site de "Glissement de terrain sur "RN18 khmis miliana et hanacha "
Nous avons réalisé deux (02) essais de consolidation (voir l'annexes).

IV.11 Interprétation des résultats :

IV.11.1 Lithologie du site :

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain, sur la RN 18 entre khmis miliana et hannacha " montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une couche de terre végétale, puis d'argile résiduel avec parfois un passage de sable compacte, et argile dure.

IV.11.2 Résistance du sol :

Sur le plan résistance, l'analyse des résultats des sondages au pénétration standard (SPT) réalisés sur site, tracés sur (figure IV.19) ; Intitulée "Carte d'implantation des essais pénétrométriques"(figure IV.14).

Argile résiduel :

Les résultats d'essai de laboratoire et la relation Stark et Eid (1997) qui est une approche très appréciée dans la littérature peuvent être utilisés pour déterminer les paramètres de résistance des unités d'argile résiduelles rencontrées sur le trajet du glissement de terrain dont les limites sont déterminés lors des observations de terrain sur la zone d'examen. Les valeurs c'=2.7 – 4.6 kPa, φ'= 18.1° - 20.10° sont obtenues a l'issue des essais de cisaillement directe répétitifs effectués sur les échantillons prélevés sur les sondages BH 70-A, 71 et 72.
En plus des résultats d'essai effectués pour déterminer la résistance de glissement sans drainage des unités d'argile, la relation suivante proposée par Stroud et Butler (1975) qui est une approche très appréciés dans la littérature peut être utilisée.

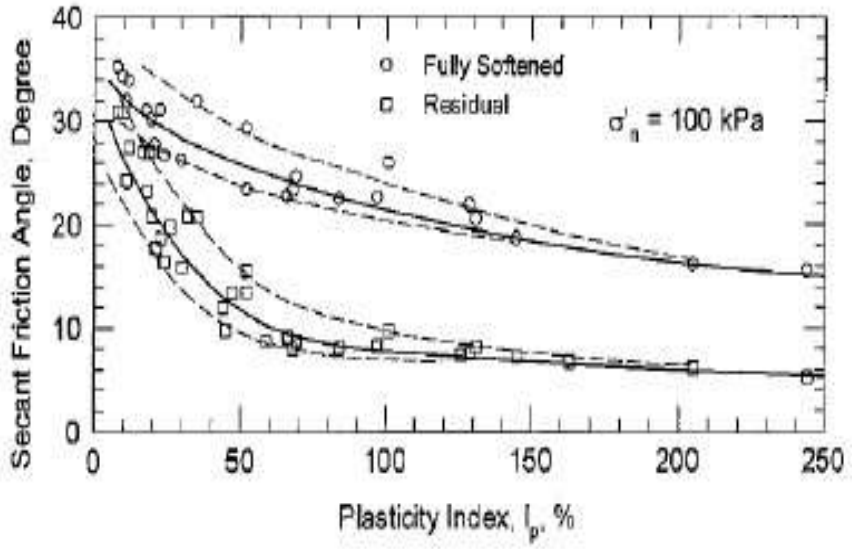


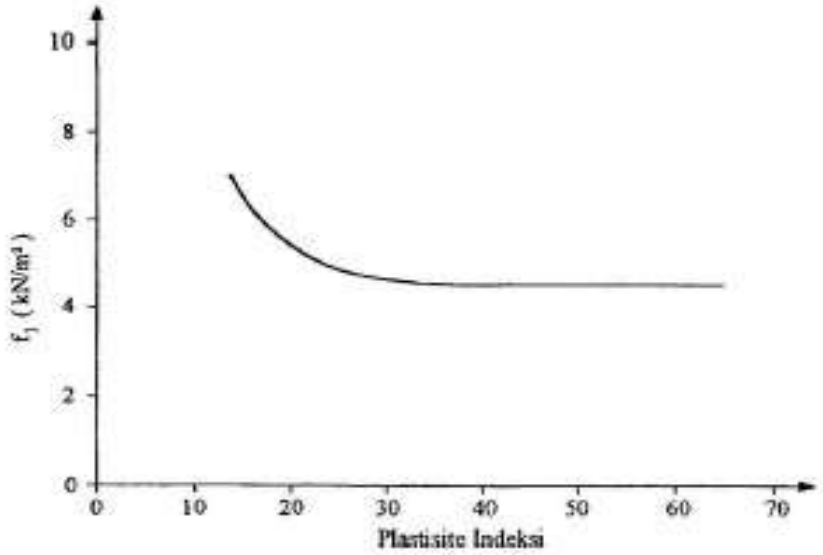
Figure IV.24 PI vs φ (Stark and Eid,1997) plasticités %

Les résultats d'essai et les études de littérature utilisée donne des résultats très concordants.
A la lumière de ces données obtenues, la valeur de résistance tenue en compte des argiles résiduels est **c'=0 et φ' =20.**

Partant, dans le cas de l'acceptation des valeurs N60=16 ve PI=30%, la valeur de la résistance en pointe pénétrométrique **Rp** de glissement sans drainage sera **Rp=80 kPa**.

Argile Rigide / Marne (Miocène) :

La valeur de l'indice de plasticité a fait observer une modification entre PI=%23-54 dans les résultats d'essais de laboratoire effectués sur les échantillons recueillis sur cette unité. La moyenne arithmétique des valeurs PI est %30. sont obtenus dans les essais de pénétration standard réalisés dans les unités d'argile d'âge miocène de la zone de recherche. La moyenne arithmétique de la valeur N rectifiée peut être prise N60=40. La valeur de l'indice de plasticité a fait observer une modification entre PI=%23-54 dans les résultats d'essais de laboratoire effectués sur les échantillons recueillis sur cette unité. La moyenne arithmétique des valeurs PI est %30.
La relation suivante proposée par Stroud and Butler (1975) peut être utilisés pour déterminer la résistance de glissement sans drainage des unités d'argile. la valeur de la résistance en pointe **Rp** de glissement sans drainage sera **Rp=200kpa**.
Suite à l'essai de pression à trois axe (UU) effectué sur l'échantillon prélevé du puits BH 71, la valeur cu=160 kPa est obtenue.



IV.11.3 Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée qL, est la pression au-delà de laquelle le sol rompe par cisaillement. La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prend en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée qadm et est telle que : qadm=qL/F ; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.
La valeur de qadm peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule : **qadm= Rp / 20 .** En tenant compte des valeurs de la résistance en pointe adoptées supra, les valeurs calculées de la pression admissible, en fonction de la profondeur, Dans l'essai de pression libre réalisée sur les échantillons prélevés des puits BH 70 et 72, sont obtenues les valeurs moyennes qu=535 kPa. Partant, la valeur moyenne de résistance de glissement sans drainage obtenue avec cu = qu /2 sera cu=265 kPa.
Partant de ces résultats obtenus, la valeur de résistance sans drainage pour l'unité d'argile rigide est **Rp=200 kPa** en restant dans la partie sécurisée.

La valeur d'angle de frottement interne a long terme de l'unité d'argile rigide/marne est pris **φ=30°** en se basant sur les ressources et l'expérience.

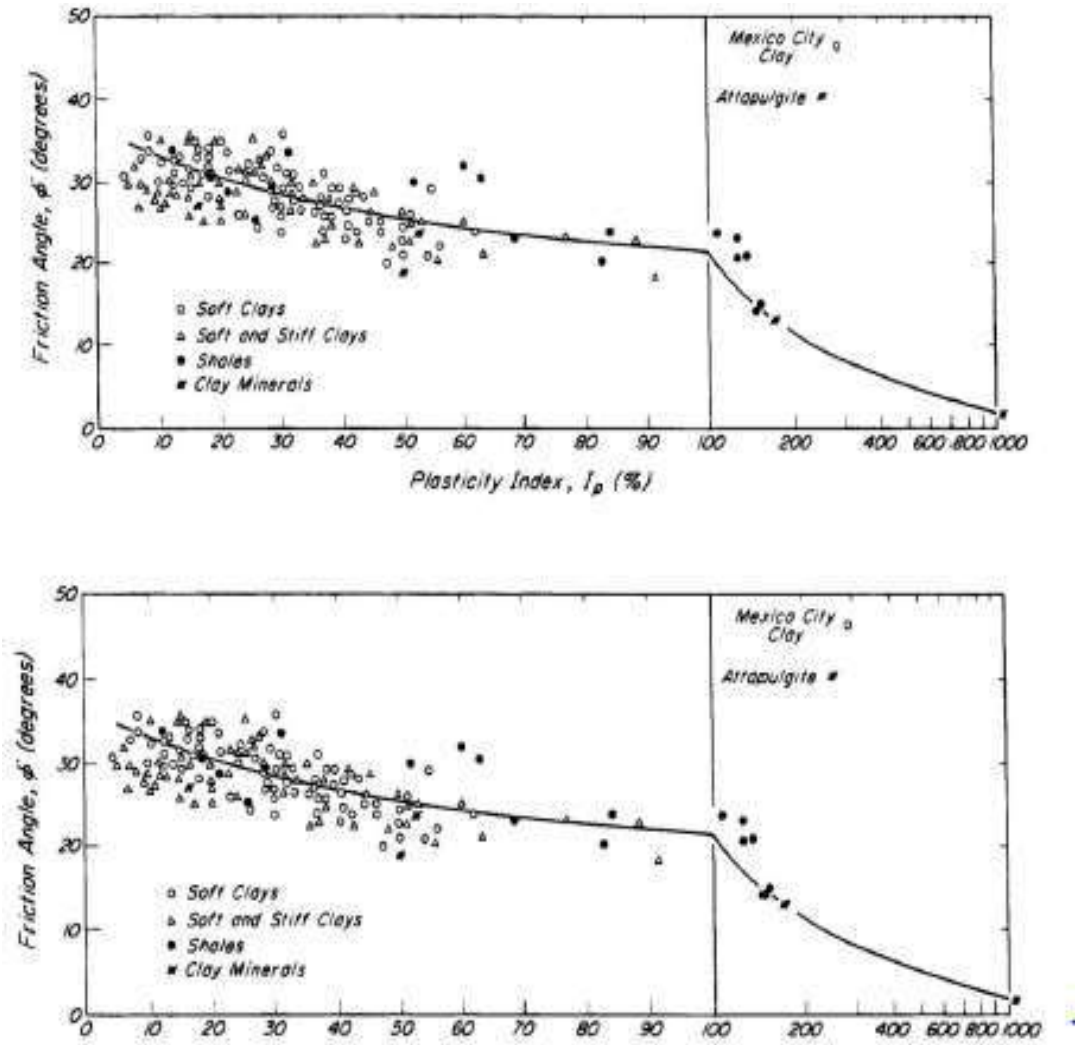


Figure IV.25 Relation (Terzaghi, Peck & Mesri, 1996)

IV.11.4 Essais de laboratoire

IV.11.4.1 Caractéristiques d'identification du sol :

Une série d'essais au laboratoire pour l'identification des caractéristiques physiques a été réalisée sur des échantillons intacts.(échantillon).

Tableau IV.7 Caractéristiques physiques

Sondage	Prof(m)	γh (kn/m3)	W(%)	γd(kn/m3)	Sr(%)
BH-70A	2.50-2.90	22.30	16.30	19.17	100
	6.00-7.00	20.60	22.00	16.88	99.7
INK-3	17-17.40	20.80	12.70	18.64	70
	23.30-24	22.80	16.00	20.00	100

IV.11.4.2 Compressibilité des sols (consolidation) :

les résultats de la compressibilité du sol utudie " glissement de terrain sur RN18 entre khmis miliana et hannacha" est bien detaillé dans l'annexes ,utudie par des défférents sondages et déffirent profondeurs .

IV.11.5 Résultat de Paramètres Géotechniques – Résumé :

Le profil de sol et les paramètres déterminés dans cette section, se reposent sur les études de sol effectuées. La structure du sol doit être contrôlée lors des études de site, dans le cas où une structure de sol différente et/ou un niveau d'eau souterrain différent seront constatés, nous devrions en être informés pour faire des révisions.

Les propriétés prises en compte dans les analyses, pour le matériel de remblai sont indiquées dans le tableau en dessous.

Tableau IV.8 Paramètres Géotechniques pris en compte pour le Matériel de Remblai

Formation Géologique	Y (kN/m3)	C' (kpa)	φ' (°)
Remblai de route	18,00	5,00	30,00

Dans les analyses de sismicité, le coefficient d'accélération a été déterminée tel que A0=0,25g et des analyses pseudo-statiques ont été conduites. Les coefficients de poussée sismique horizontale et verticale ont été prise en compte conformément à l'Eurocode 8 tels que

Fh=0,5A0 et Fv=0,33Fh.

Le niveau adopté lors des calculs de la nappe phréatique est au plus proche de la surface du fait de

l'élévation du niveau de l'eau en fonction des changements saisonnières et du fait de l'observation de sorties d'eau sur le terrain.

Soil parameter	Symbol	Set	
		M1	M2
Shearing resistance	γ_{φ}'	1.0	1,25
Effective cohesion	γ_c	1,0	1,25
Undrained strength	γ_{cu}	1.0	1,4
Unconfined strength	γ_{qu}	1.0	1,4
Unit weight density	γ_γ	1.0	1,0

Figure IV.26 Chiffres de sécurité partielle pour paramètres du sol (Eurocode 7)

IV.12 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

L'ensemble des essais in-situ et de laboratoire programmés par notre bureau d'études dans le cadre de l'étude géotechnique du site "Glissement de terrain, sur la RN18 entre l'échangeur khmis miliana et l'échangeur hanacha" Le contenu de ce document a donné tous les résultats de ces essais. Les principales conclusions que nous pouvons tirer et qui intéresse l'étude de la stabilité au glissement du site sont les suivantes :

-Les conditions géologiques du trajet de l'autoroute 4e Rocade situé entre (PK: 21+320- 21+520) sont résumés et les analyses de stabilité et évaluations géotechniques effectués de remblai situés dans cette partie sont présentés dans le cadre du présent rapport.

- Les études de recherche de sol dans la section examinée ont été réalisées par COBA Group en phase d'avant-projet et par MAPA A.Ş. en phase de projet définitif. Les calculs et évaluations qui figurent dans ce présent rapport sont basés sur les données obtenues de ces études de recherche.

- Les études de terrain font observer que cette partie du trajet est située en général dans des unités du Miocène. Dans la zone d'étude les unités d'age miocène sont représentées avec de l'argile de couleur marron clair/marron verdâtre/marron rougeâtre, a haute plasticité, rigide, a concrétion de CaCO3; du grés de couleur marron clair/marron verdâtre, extrêmement faible/faible, a granule fine/moyenne, moyennement cimenté et du sable argilé partiellement bien cimenté; du sable argilé de couleur marron clair/marron jaunâtre, a plasticité moyenne haute, très solide, a concrétion de CaCO3; de l'alternance de sable-argile/gres-marne de couleur marron clair/marron jaunatre, très solide/rigide, a plasticité moyenne/haute, partiellement a concrétion de CaCO3; d'argile/marne rigide de couleur marron clair/marron verdâtre, a plasticité moyenne/haute, rigide, partiellement limoneuse et sablé.

Présence d'eau :

Nos essais réalisés in-situ ont montré la présence d'eau dans le sondage BH 70-A à une profondeur de 1.5m, Il est important de prendre en considération cette présence d'eau dans les calculs et la

conception de la solution de confortement.

Capacité portante du sol :

Le sol présente une capacité portante très faible, Il semble que ces valeurs faibles de la capacité portante sont dues au fait que le sol a subit une décompression suite au glissement de terrain qui s'est produit, notamment du coté aval de l'axe de la route.

Agressivité du sol:

D'après la composition minéralogique de cet échantillon, nous pouvons conclure que le sol du site est non agressif. En plus, la teneur en Ca Co3 indique que le sol est de type argile rigide , a haute plasticité.

CHAPITRE V:
Etude de confortement du site

Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet parce qu'enfin notre but est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement, Donc le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont : Analyse des paramètres techniques de site ,La connaissance des techniques de stabilisation ,Les impératifs technico-économique. La vérification de la stabilité de glissement a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul (**TALREN4 v2.0.4**). Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physique des sols en places.

V.1 Présentation du logiciel de calcul

Talren4 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement.

V.2 Etude de la stabilité

le logiciel utilisé pour l'étude de stabilité des terres en pente est le TALREN 4.
Le logiciel TALREN 4 consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums (FS ≤ 1.5).
La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY).
L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement; orienté vers le haut.
Le logiciel TALREN 4 constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédente de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97.
TALREN 4 est un nouveau logiciel très convivial fonctionnant sous Windows®(XP,32 bits), et les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN trouveront son utilisation très facile.

V.3 Les principales caractéristiques de TALREN 4

V.3.1 L'interface graphique interactive :

-la plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
-Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.
- Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
-De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données

(Sol, renforcements) sont disponibles.

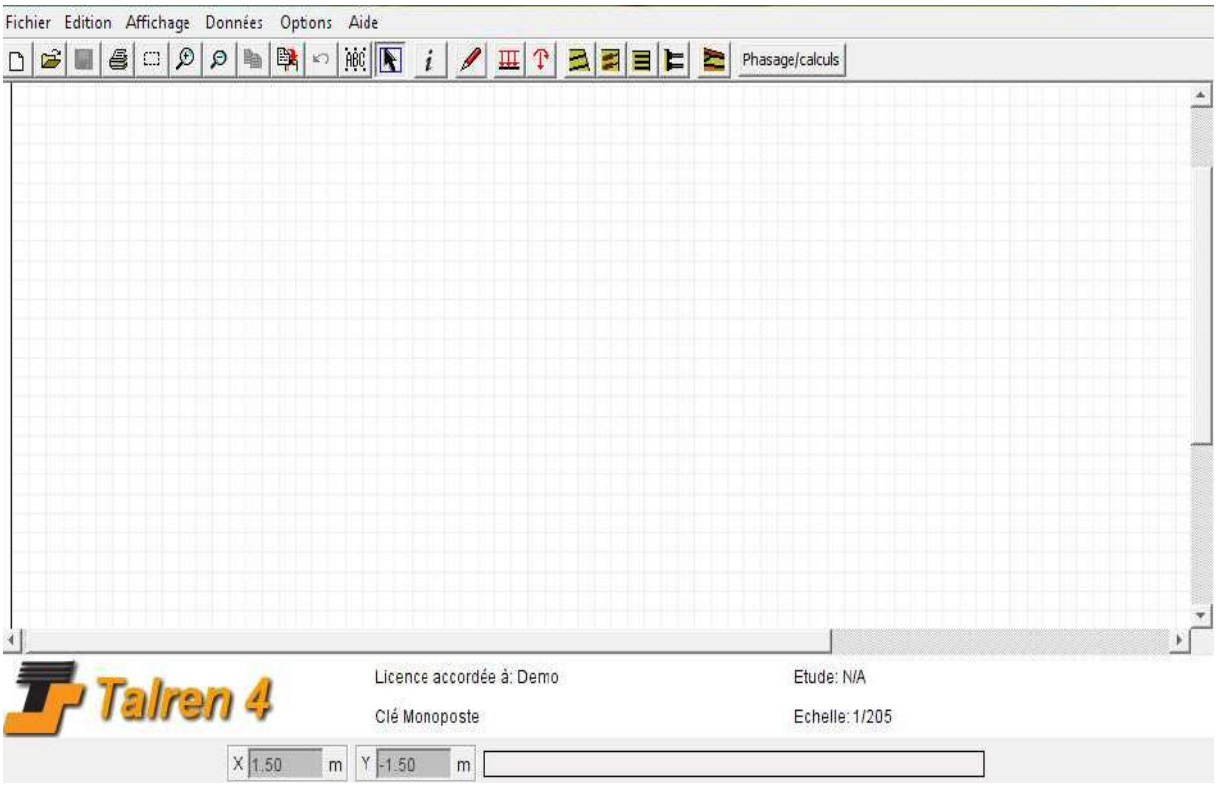


Figure V.1 Interface de talren4.

V.3.1.1 Les différentes options pour la manipulation de l'interface

• Le menu :

comporte les rubriques principales suivantes :

* Fichier
* Edition
* Affichage
* Données
* Phases et situations
* Calcul et résultats
* Options
* Aide

• La barre de boutons principale :

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

* Nouveau fichier ;
* Ouvrir un fichier ;
* Enregistrer un fichier ;
* Imprimer ;
* Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur ;
* Zoom avant ;
* Zoom arrière ;
* Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné ;
* Capture d'écran ;

* Commentaires généraux.

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

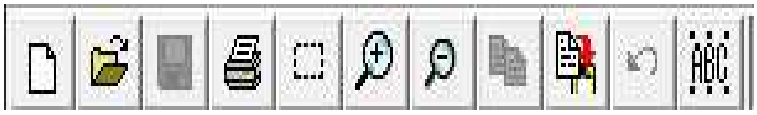


Figure V.2 La barre de boutons principale

• Les barres de boutons contextuelles :

Les boutons ci-dessous correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

* Outil "Sélection"
* Description générale du projet
*Dessin de lignes géométriques
* Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs)
* Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons)
* Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue)
*Basculement en mode "Phasage/Calculs".



Figure V.3 La barre de boutons contextuelle "Données"

• Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats"

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

* Basculement en mode "Données".
* Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue).
* Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue).
* Calcul de la situation sélectionnée.
* Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée.
* Calcul de toutes les situations pour toutes les phases.
* Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
* Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
* Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

* Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

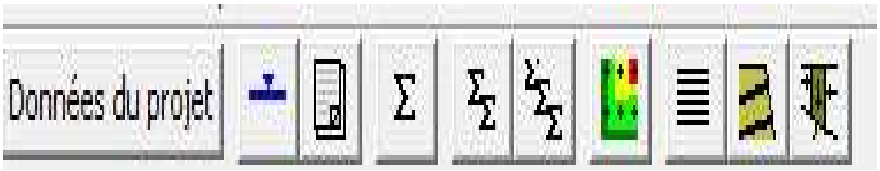


Figure V.4 La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

• Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs.
Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.
L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans le tableau. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Caractéristiques de sol" (menu ou bouton).



Figure V.5 Exemple de tableau récapitulatif des couches de sol

•Tableau récapitulatif des renforcements :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle sont affichés 4 tableaux récapitulatifs de tous les renforcements définis, accessible par des onglets (un tableau par type de renforcement : clous, tirants, bandes et butons), Seuls les types de renforcements pour lesquels des éléments ont été définis dans le projet sont présentés.
Si aucun renforcement n'est défini dans le projet, l'option "Tableau récapitulatif des renforcements" est grisée dans le menu "Affichage".
Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.

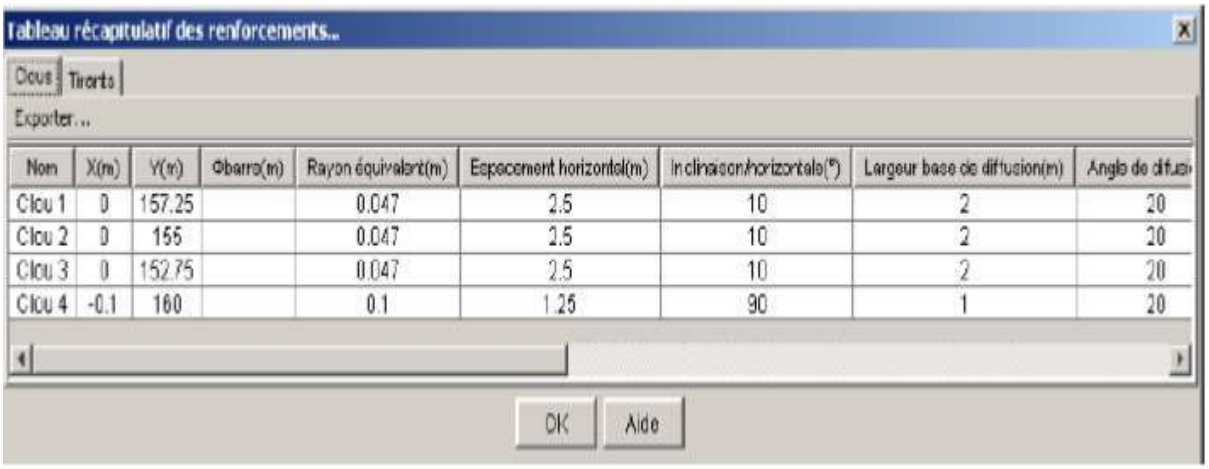


Figure V.6 Exemple de tableau récapitulatif des renforcements.

Une case à cocher dans la fenêtre permet à l'utilisateur de choisir s'il souhaite afficher tous les renforcements définis, ou seulement ceux qui sont actifs dans la phase courante. En mode "Données", l'utilisateur n'a pas le choix : tous les renforcements définis sont affichés. L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans les tableaux. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Renforcements" (menu ou boutons).

V.3.1.2 Gestion du phasage

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements), il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

*Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements,
*Modification de certaines caractéristiques de sols,
*Modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase. Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

*Une méthode de calcul différente,
*Un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,
*Des conditions sismiques différentes,
*Une définition des surfaces de rupture différente.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture (plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec

séisme.



Figure V.7 Gestion des phases et situations.

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution, Les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat du calcul pour la situation m de la phase n ne dépend ni des résultats de la phase n-1 ni des résultats de la situation m-1 ni d'aucun autre résultat.

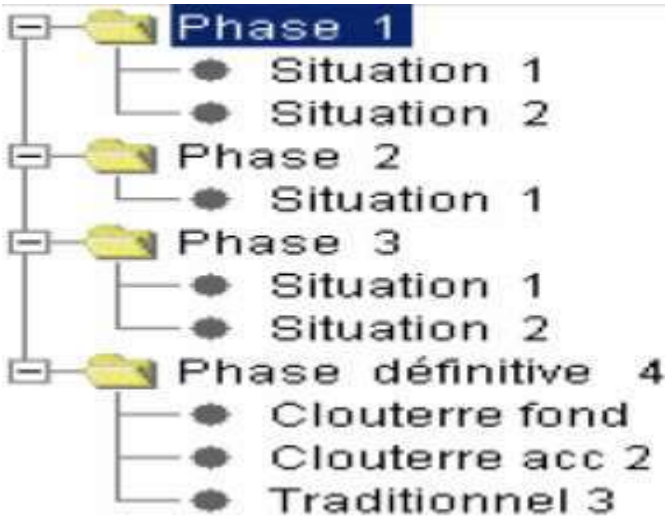


Figure V.8 Navigateur des phases et situations

V.3.2 Les conditions hydrauliques :

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase), Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique" puis de cliquer sur le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre alors et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

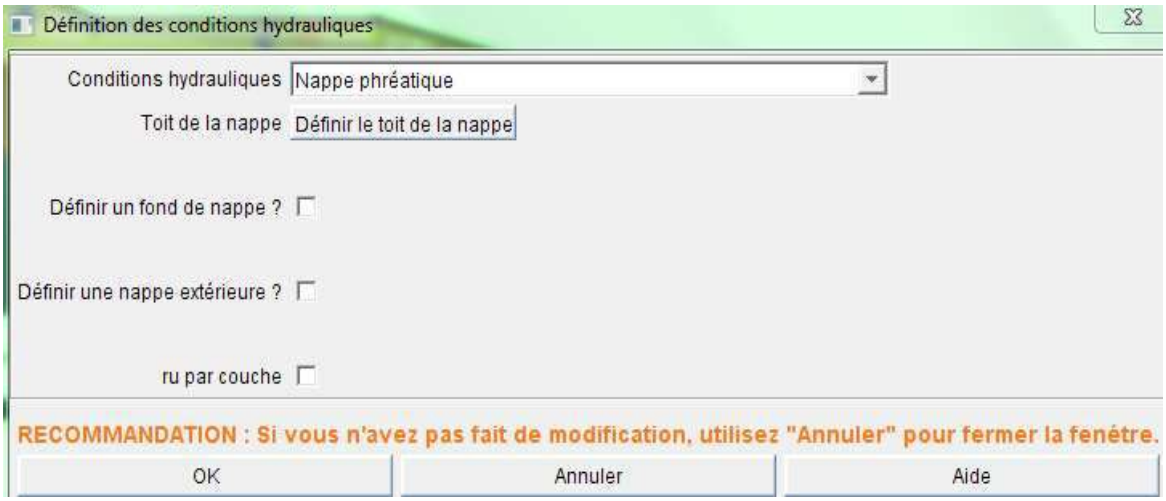


Figure V.9 Définition d'une nappe phréatique

V.4 Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4)

V.4.1 Méthode de Bishop simplifiée :

La méthode de Bishop simplifiée pose comme hypothèse : dT = 0. Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaires, et de la même façon que pour Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime aussi sous la forme :

$$F_{Bish} = Moment\ résistant / Fs. Moment\ moteur$$

V.4.2 Méthode de Fellenius :

La méthode de Fellenius a été appliquée, à l'origine, aux surfaces de rupture circulaire. A l'origine, la méthode ne sépare pas l'effet de l'eau dans les relations inter tranches, et ne considère pas de forces extérieures (Σ Mext = 0).

Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur bi :

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}} + \left[F_{S1}.y_i.h_i.cos^2.\alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}.sin\alpha_i.cos\alpha_i\right].\frac{tan\emptyset_i}{F_{\emptyset i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{S3}.\left(\sum_{i=1}^{n}[F_{S1}.y_i.h_i.b_i.sin\alpha_i] + \sum\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

V.5 Analyse de la stabilité de talus

V.5.1 Données géotechniques :

Nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de glissement situé à la route RN18 PK: 21+320-21+520 entre khmis miliana et hanacha ; avec le code de calcul TALREN 4V (les méthodes utilisées sont : Fellenius et Bishop). nous souhaitons quantifier la stabilité en terme de coefficient de sécurité, et de comprendre la cinématique du problème.

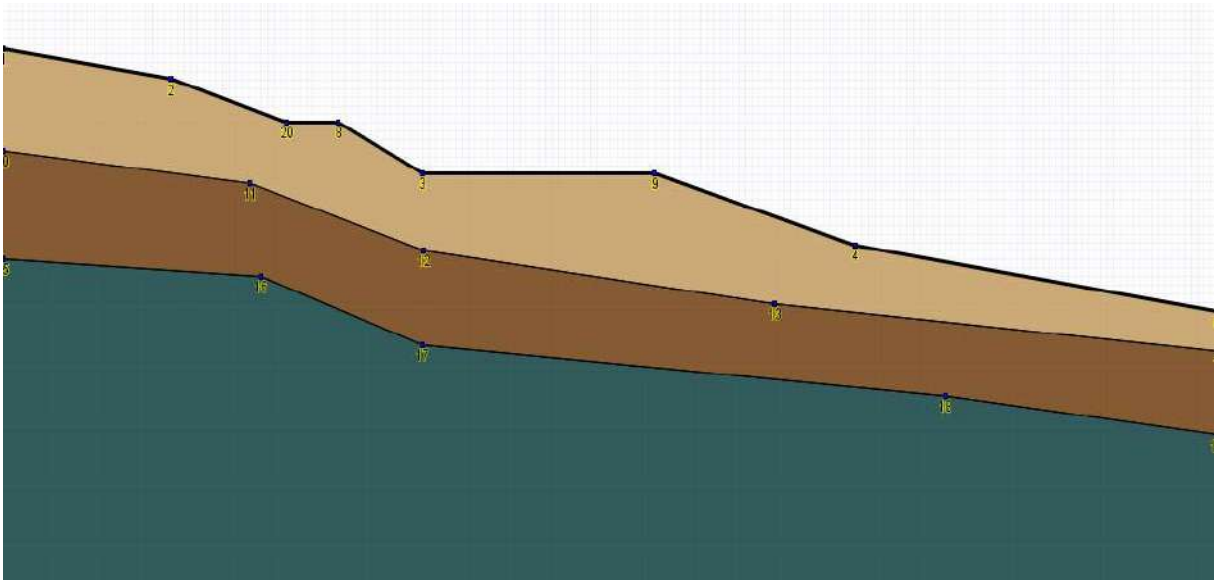


Figure V.10 Schéma de calcul

1-Argile marne/rigide épaisseur de 0 a19 m
2-Argile résiduel épaisseur de 19 a 20.5 m
3-Terre végétale pendant 5.98 m

V.5.2 Hypothèses de calculs :

Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente.

Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies des essais de laboratoire.

Le sol a été considéré dans son état à court terme (en contraintes totales).
Sur la base de l'enquête, de reconnaissance, de test sur site et des essais au laboratoire, les indices physiques et mécaniques adoptées des différentes couches définis par les règles de classification des terrains, les expériences des travaux et les résultats de calcul inverse de la stabilité du talus sont résumées comme suit :

Tableau V.1 Valeurs adoptées des indices physique et mécaniques. (Rapport géotechnique).

Formation Géologique	Poids volumique (kn/m3)	Cohésion (KPa)	C'(KPa)	Angle frottement (°)
Argile résiduel	**17**	**80**	**1**	**20**
Argile marne rigide	**19**	**200**	**1**	**30**

Nous prenons en compte une petit couches de terre végétale leur caractéristiques sont :

Tableau V.2 Valeurs adoptées de terre végétal (rapport géotechnique)

Les couches	Poids volumique (kn/m3)	Cohésion (KPa)	C'(KPa)	Angle frottement (°)
Terre végétal	**17**	**30**	**1**	**10**

Méthode d'analyse de calcul

Bishop : Quand la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop.
Fellenius : considère que La ligne de glissement est de forme circulaire On néglige totalement les efforts inter-tranches La seule force agissant sur l'arc.

Coefficient de sécurité

Pour les glissements, dans le cas normal (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit être Fs ≥ 1.50 ; dans le cas anormal (sous l'effet sismique), on demande un coefficient de sécurité Fs ≥ 1.30.

La surcharge

La surcharge utilisée est d'environs 10 KPa.

V.5.3 Vérification de la stabilité avant le confortement

Géométrie du modèle :

Pour le sol non renforcé voir (figure V.10)



Figure V.11 Zone du cas de glissement étudié

V.5.3.1 Présentation des résultats de calcul

• Calcul avec la méthode de Bishop :

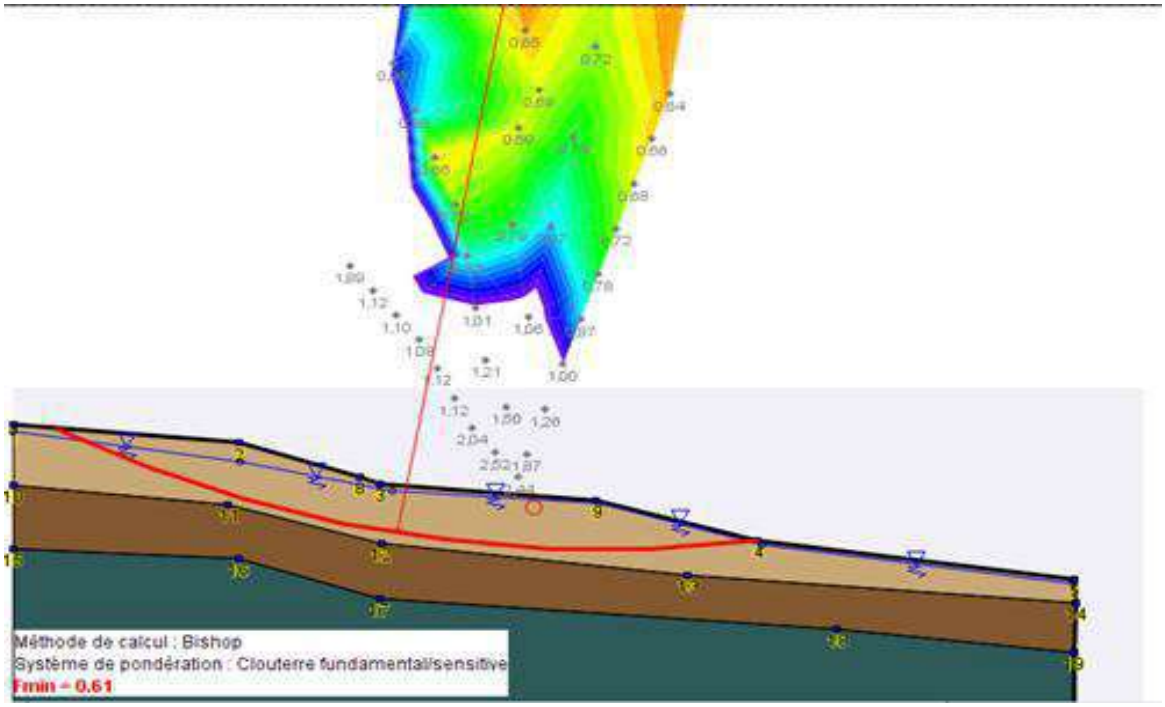


Figure V.12 Le résultat Avec la méthode de Bishop

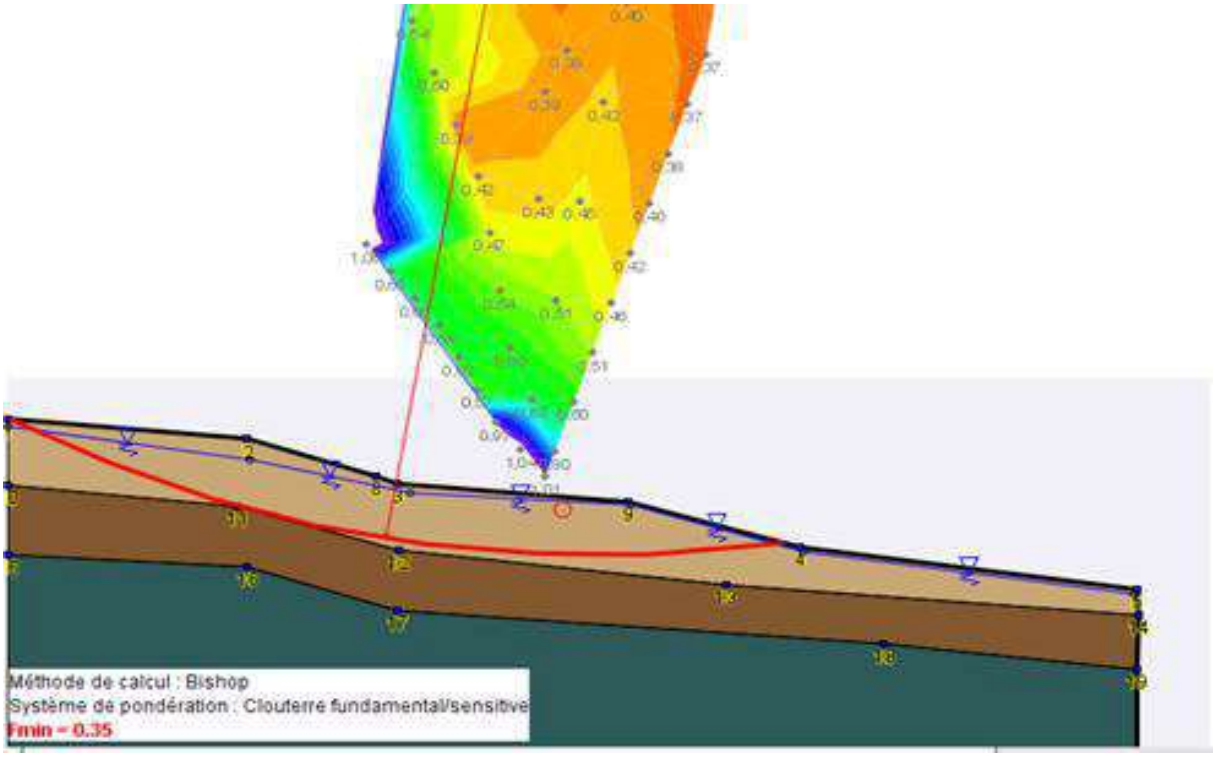


Figure V.13 Le résultat Avec la méthode de Bishop (cas de séisme)

- **Calcul avec la méthode de Fellenius :**

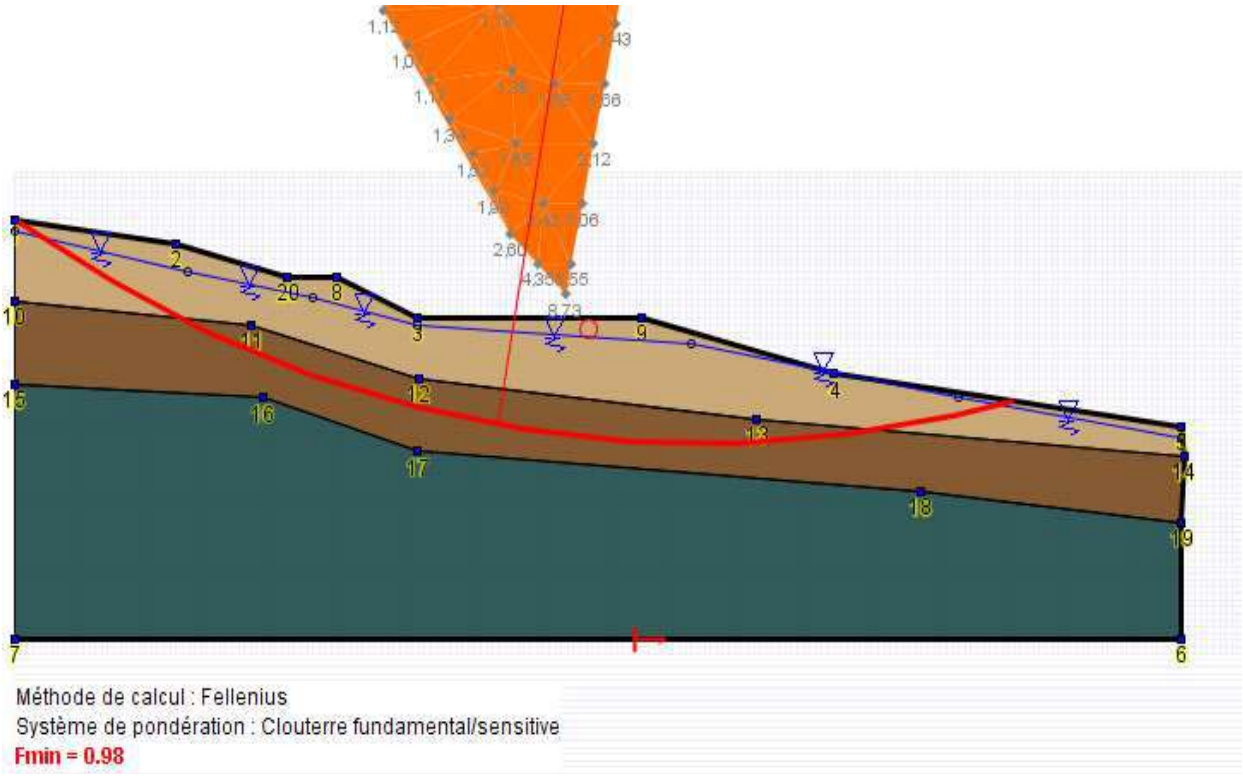


Figure V.14 Le résultat Avec la méthode de Fellenius

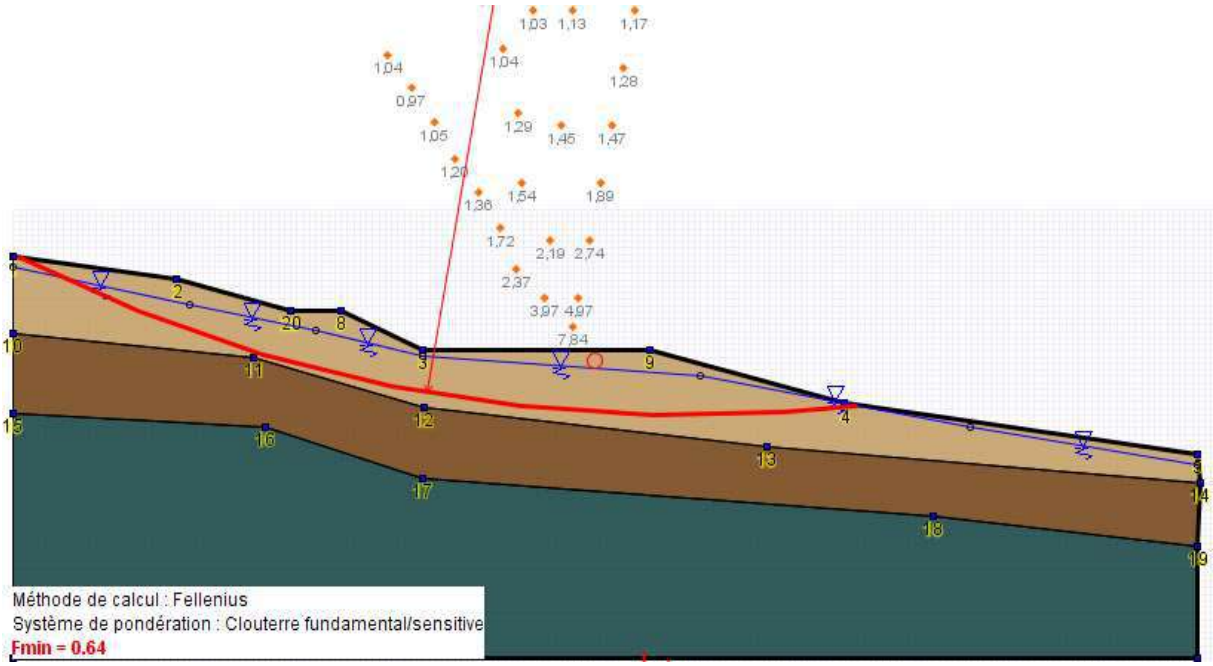


Figure V.15 Le résultat Avec la méthode de Fellenius (cas de séisme)

V.5.3.2 Interprétation des résultats :

• Le coefficient de sécurité (Fs) du talus avant confortement, calculé avec les deux méthodes (prise en compte de la nappe phréatique), est de :

- Méthode de Bishop = 0.61
- Méthode de Fellenius = 0,98

• en étudié le cas de séisme du talus avant confortement avec les deux méthodes :

- Méthode de Bishop = 0.35
- Méthode de Fellenius = 0.64

Dans les deux cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1, ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

V.6 Vérification de la stabilité après le confortement

V.6.1 Définition du confortement choisi :

Pour remédier à ce problème, il a été étudié un système de renforcement, qui consiste en la mise en œuvre d'une rangée de pieux anti-glissements, avec un diamètre de 1,50 m et un espacement de 2,50 m, avec une poutre au sommet des pieux.

V.6.2 Présentation des résultats de calcul

Géométrie du modèle de renforcement :

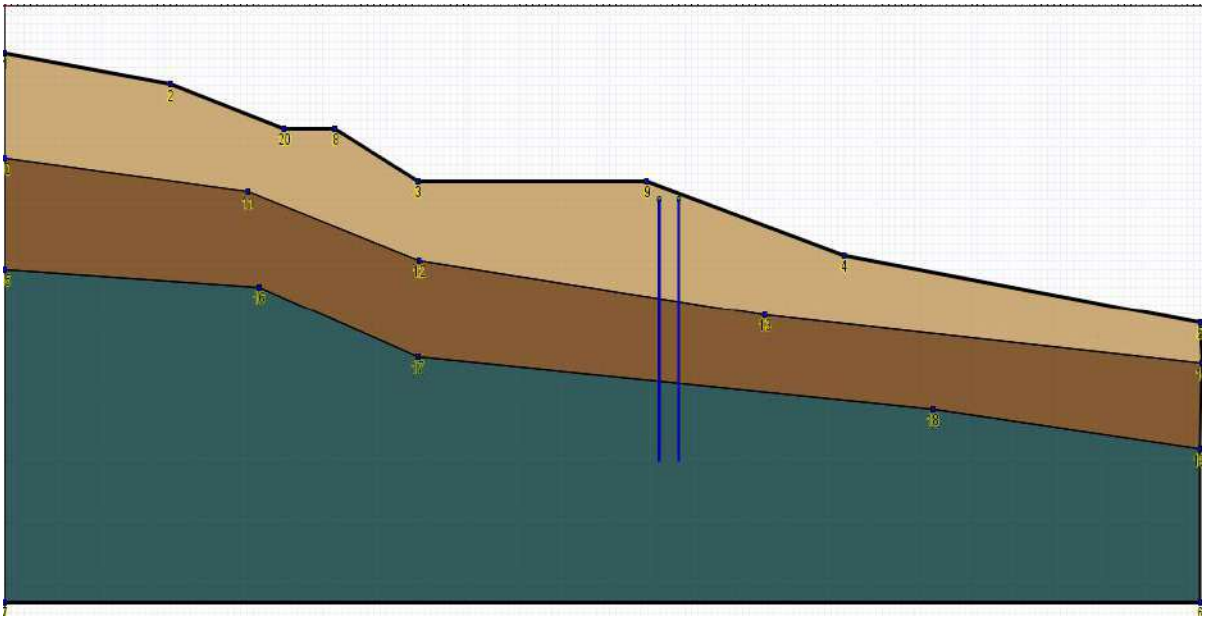


Figure V.16 Modélisation d'un système de confortement

• **Calcul avec la méthode de Bishop :**

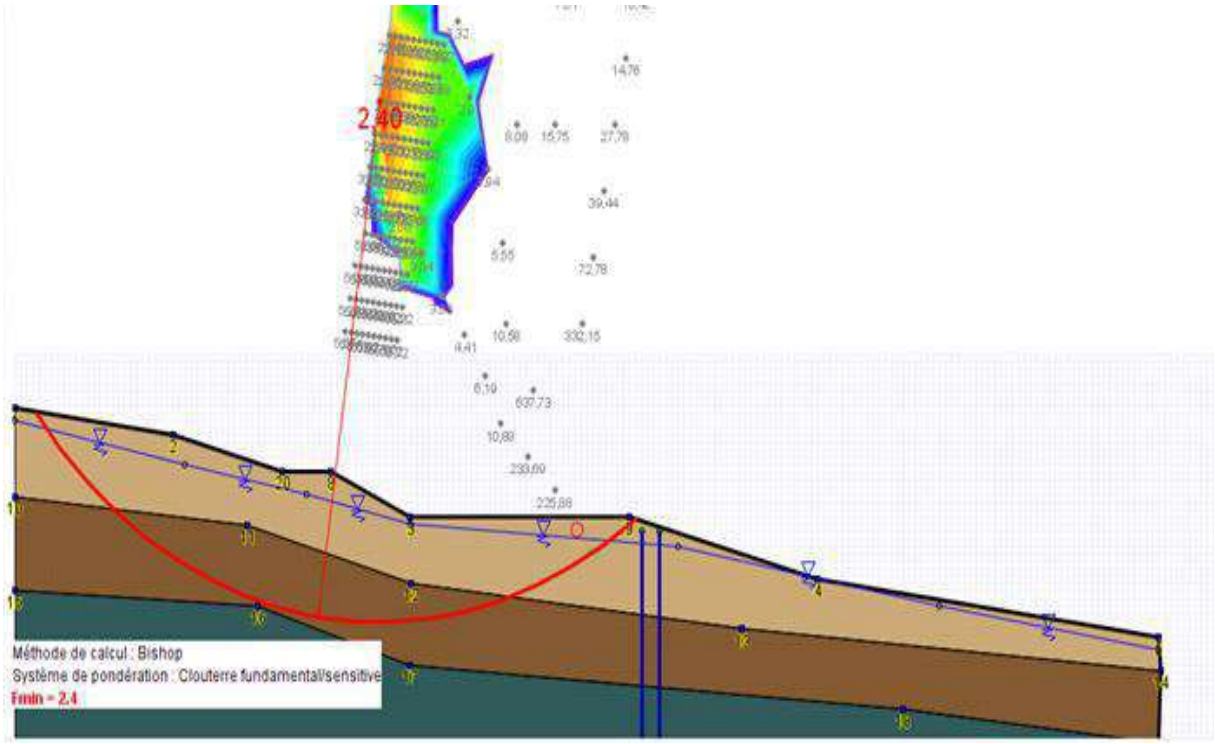


Figure V.17 Le résultat de confortement Avec la méthode de Bishop

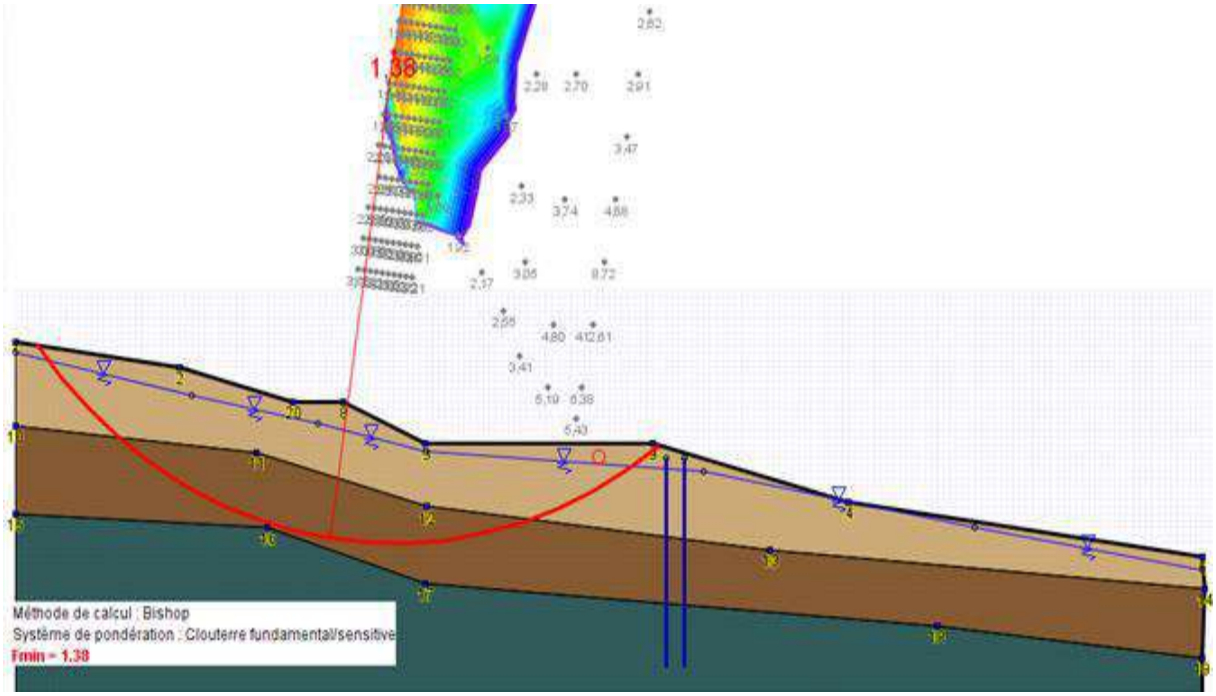


Figure V.18 Le résultat de confortement Avec la méthode de Bishop (cas de séisme)

• **Calcul avec la méthode de Fellenius :**

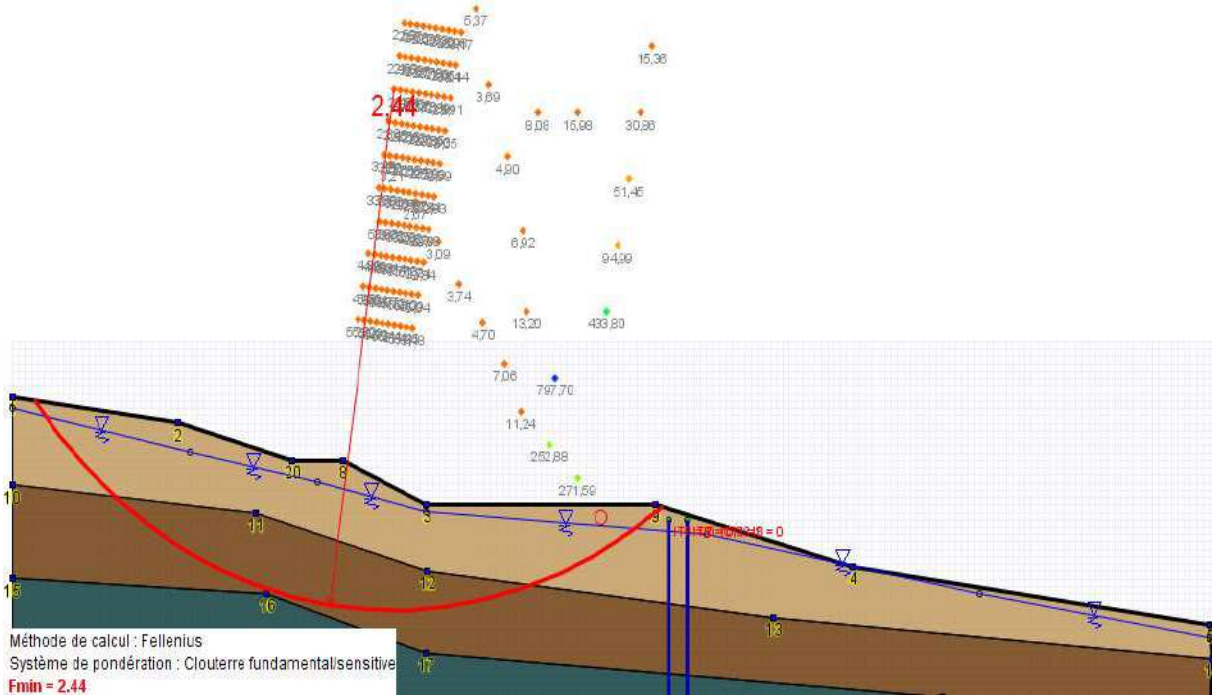


Figure V.19 Le résultat de confortement Avec la méthode de Fellenius

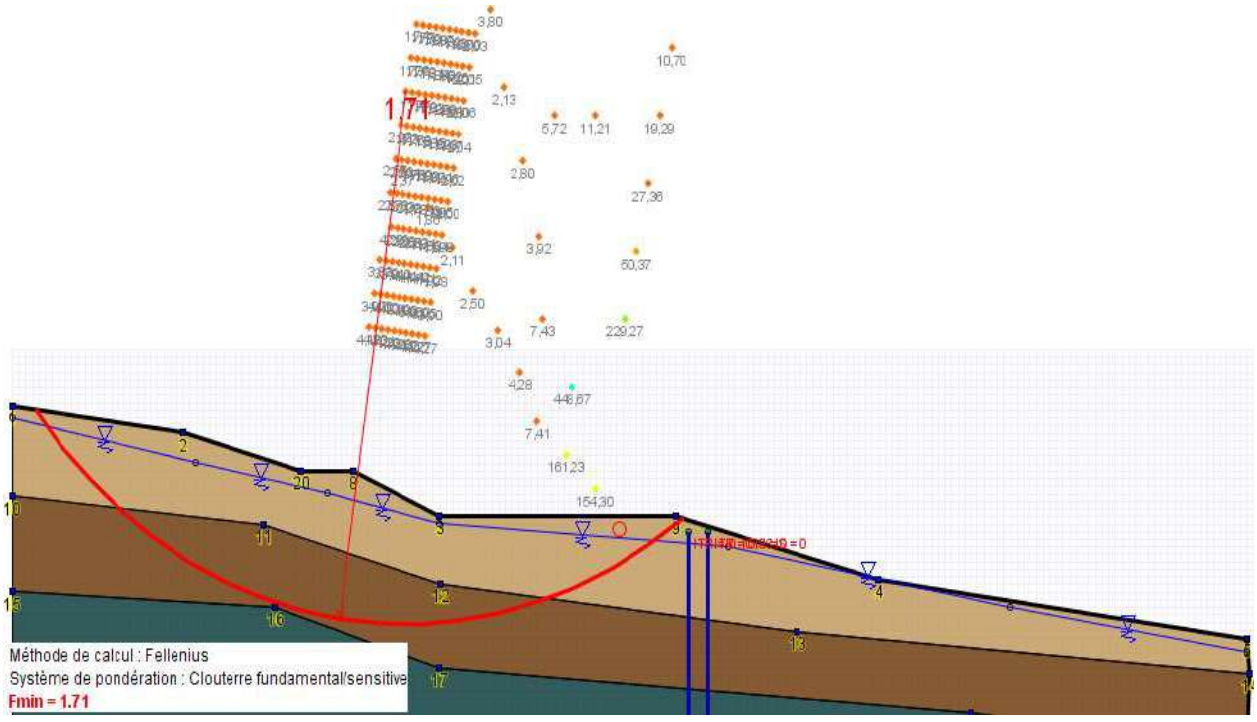


Figure V.20 Le résultat de confortement Avec la méthode de Fellenius (cas de séisme)

V.6.3 Interprétation des résultats des calculs après le confortement :

Les résultats de calcul sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités calculés après la mise en place des rangées de pieux anti glissement.

• Le coefficient de sécurité (Fs) du talus après confortement, calculé avec les deux méthodes (prise en compte de la nappe phréatique), est de :

- Méthode de Bishop = 2.4
- Méthode de Fellenius = 2.44

• en étudié le cas de séisme du talus après confortement avec les deux méthodes :

- Méthode de Bishop = 1.38
- Méthode de Fellenius = 1.71

Dans les deux cas on remarque que le coefficient de sécurité est supérieur à 1.

A partir de ces résultats on peut dit que le talus est bien stable par ce méthode de confortement.

Conclusion:

Les résultats de calculs montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement situé à la route RN°18 dans PK: 21+320-21+520 entre(khmis miliana et hanacha) dans le 4éme rocade d'Alger donne un gain de sécurité appréciable.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Les glissements de terrain constituent un véritable problèmes aux gestionnaires des ouvrages publics et au privé, vu les désordres qui peuvent être causés par ce phénomène allant d'un simple mouvement de terrain qui nécessite un simple soutènement à un vrai glissement spectaculaire qui cause des désordres importants et désagréments non souhaitables aux habitants et porte atteinte à l'économie nationale par les coûts de traitements trop élevés mais inévitables.

Le confortement d'un glissement de terrain passe, d'abord par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur. En plus de cette donnée, il est de la plus grande importance d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel, Le choix de la méthode de confortement en dépend.

L'ensemble des observations et analyses effectuées sur site de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.
Après ces analyses, une réflexion concernant un système de stabilisation de ce glissement, s'est avérée indispensable. Il a donc été proposé un système de renforcement par pieux équipés de profilés métalliques sur le côté amont du talus.

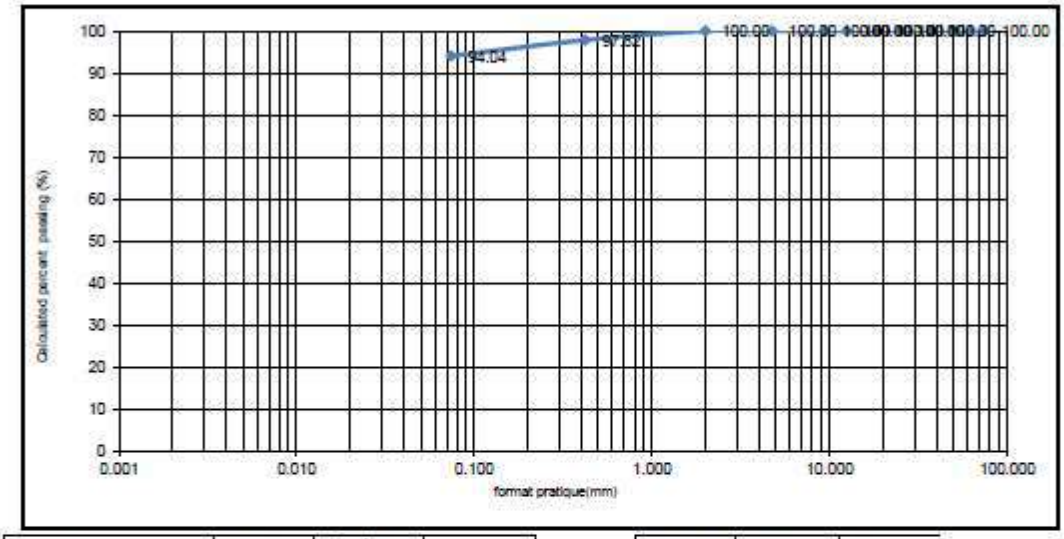
Enfin, cette étude du glissement a approfondie énormément nos connaissances concernant le traitement des glissements de terrains et des talus d'une façon générale qui est un phénomène difficile à gérer et qui demande des connaissances profondes dans plusieurs domaines, géotechnique, géologique, hydrogéologique et hydraulique.

Annexes

nom de l'entreprise MAPA İNŞAAT AŞ
nom de projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage BH-70A
echantillion N0
profondeur (m) 11,30-11,70

Date debut : 19.1.2016
Date de la fin : 20.1.2016
la norme de l'essai : : ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	208.75	100.00
2 1/2 "	63	208.75	100.00
2 "	50	208.75	100.00
1 1/2 "	37.5	208.75	100.00
1 "	25	208.75	100.00
3/4"	19	208.75	100.00
1/2 "	12.5	208.75	100.00
3/8 "	9.5	208.75	100.00
# 4	4.75	208.75	100.00
# 10	2	208.75	100.00
# 40	0.42	204.19	97.82
# 200	0.074	196.30	94.04
		total des poids des echantillion (gr)	208.8

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
0.00	5.96	94.04

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_c	

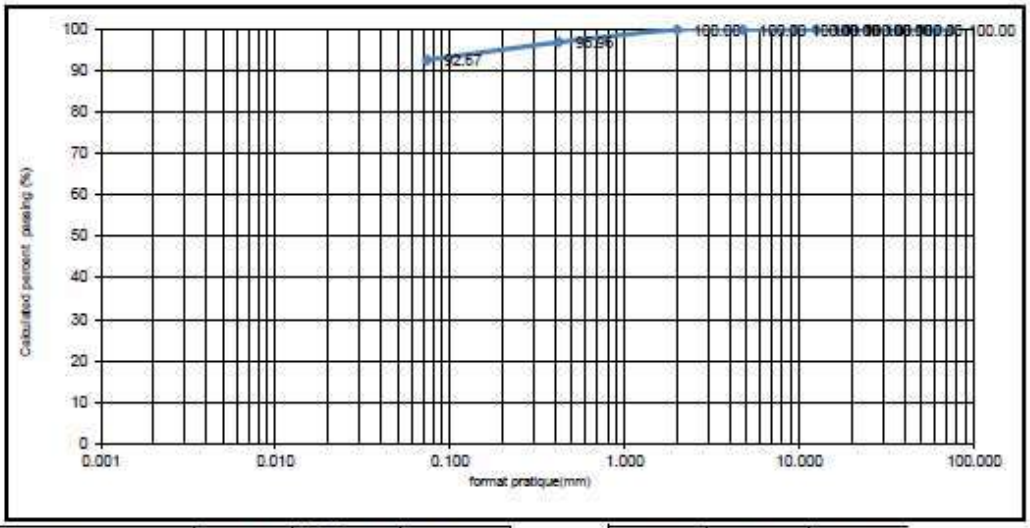
LL	PL	PI
52.0	25.5	26.5

Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT A.Ş.	Date debut	: 19.1.2016
nom de projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echangeur Hanacha Sur 34Km	Date de la fin	: 20.1.2016
numero de sondage	BH-70A	la norme de l'essai	: : ASTM D 422
echantillion N0			
profondeur (m)	15,00-15,55		

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	220.33	100.00
2 1/2 "	63	220.33	100.00
2 "	50	220.33	100.00
1 1/2 "	37.5	220.33	100.00
1 "	25	220.33	100.00
3/4"	19	220.33	100.00
1/2 "	12.5	220.33	100.00
3/8 "	9.5	220.33	100.00
# 4	4.75	220.33	100.00
# 10	2	220.33	100.00
# 40	0.42	213.63	96.96
# 200	0.074	204.19	92.67
		total des poids des echantillion (gr)	220.3

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
0.00	7.33	92.67

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_c	

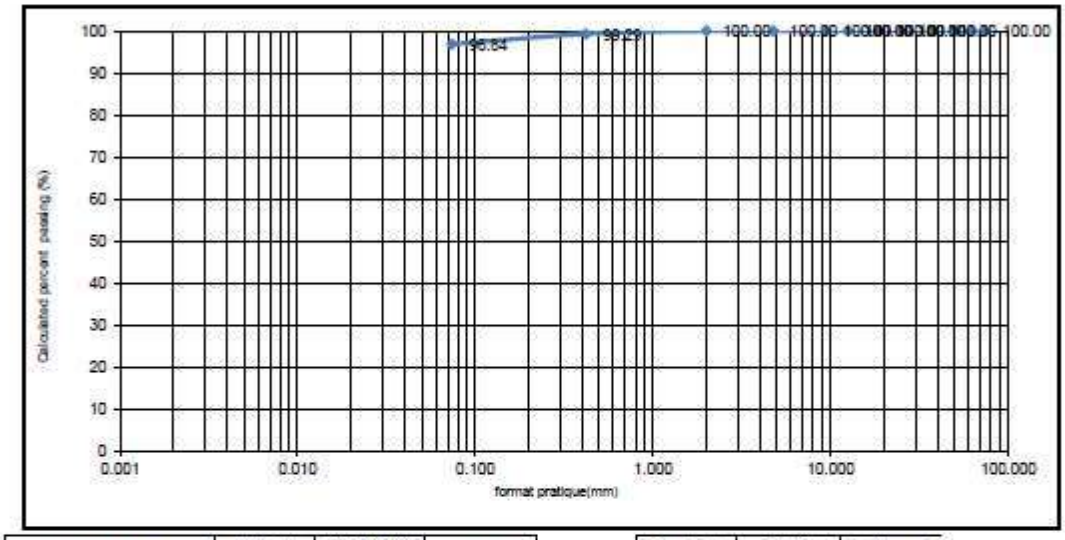
LL	PL	PI
51.5	25.0	26.5

Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

ingenieur en charge
Binyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT AŞ.	Date debut	: 19.1.2016
nom de projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km	Date de la fin	: 20.1.2016
numero de sondage	BH-70A	la norme de l'essai :	: ASTM D 422
echantillion N0			
profondeur (m)	2,50-2,90		

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	210.53	100.00
2 1/2 "	63	210.53	100.00
2 "	50	210.53	100.00
1 1/2 "	37.5	210.53	100.00
1 "	25	210.53	100.00
3/4"	19	210.53	100.00
1/2 "	12.5	210.53	100.00
3/8 "	9.5	210.53	100.00
# 4	4.75	210.53	100.00
# 10	2	210.53	100.00
# 40	0.42	209.04	99.29
# 200	0.074	203.88	96.84
		total des poids des echantillion (gr)	210.5

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
0.00	3.16	96.84

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_c	

LL	PL	PI
50.3	26.2	24.1

Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

ingenieur en charge
Büryamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise MAPA INŞAAT AŞ.

nom de projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km

numero de sondage BH-70A

echantillion N0

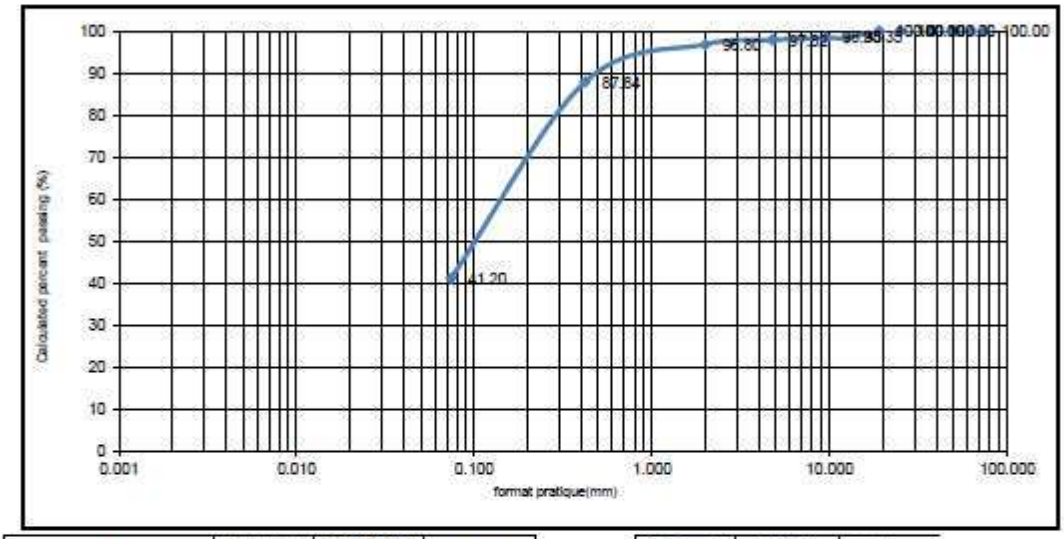
profondeur (m) 20,80-21,30

Date debut : 19.1.2016

Date de la fin : 20.1.2016

la norme de l'essai : : ASTM D 422

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	210.53	100.00
2 1/2 "	63	210.53	100.00
2 "	50	210.53	100.00
1 1/2 "	37.5	210.53	100.00
1 "	25	210.53	100.00
3/4"	19	210.53	100.00
1/2 "	12.5	207.05	98.35
3/8 "	9.5	207.05	98.35
# 4	4.75	205.95	97.82
# 10	2	203.80	96.80
# 40	0.42	184.94	87.84
# 200	0.074	86.74	41.20
		total des poids des echantillion (gr)	210.5

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
2.18	56.62	41.20

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_c	

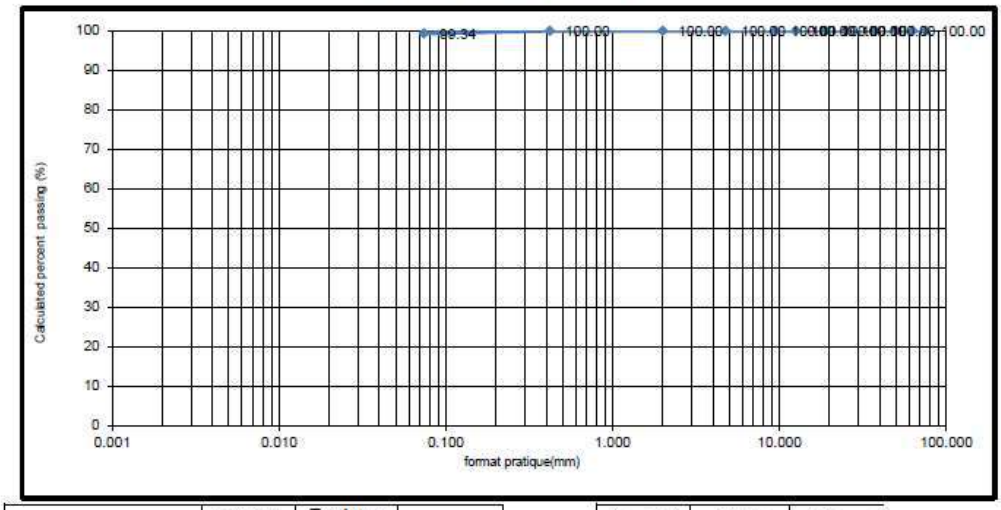
LL	PL	PI
32.5	20.3	12.2

Type du Material Fine	**CL**
Classe du sol (USCS)	**SC**

ingenieur en charge
Büryamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT AŞ.	Date debut	: 29.9.2016
nom de projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km	Date de la fin	: 30.9.2016
numero de sondage	INK-3	la norme de l'essai :	: ASTM D 422
echantillion N0			
profondeur (m)	4.00-4.50		

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	210.00	100.00
2 1/2 "	63	210.00	100.00
2 "	50	210.00	100.00
1 1/2 "	37.5	210.00	100.00
1 "	25	210.00	100.00
3/4"	19	210.00	100.00
1/2 "	12.5	210.00	100.00
3/8 "	9.5	210.00	100.00
# 4	4.75	210.00	100.00
# 10	2	210.00	100.00
# 40	0.42	210.00	100.00
# 200	0.074	208.62	99.34
		total des poids des echantillion (gr)	210.0

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
0.00	0.66	99.34

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_r	

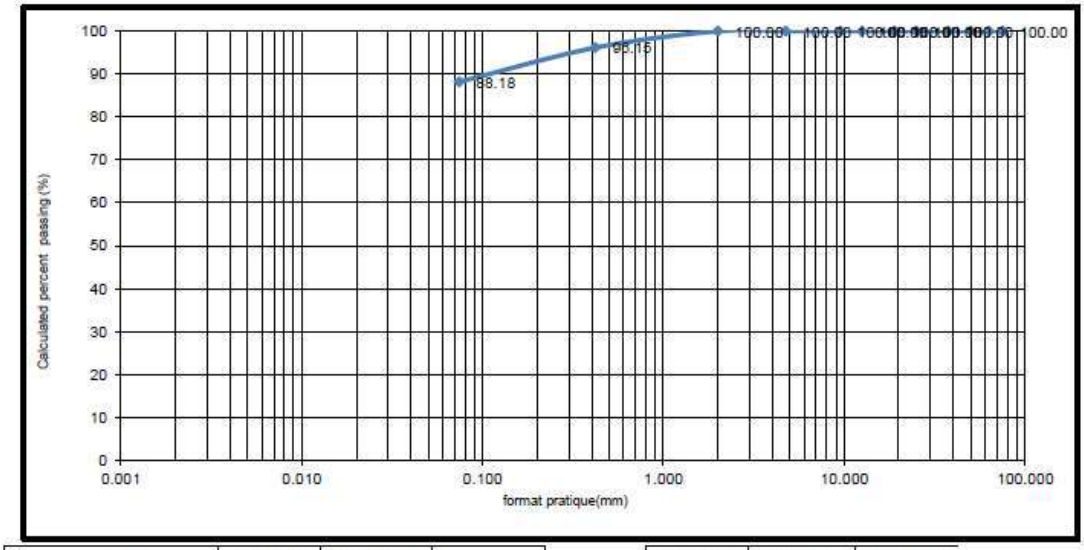
LL	PL	PI
56.4	23.1	33.3

Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT AŞ.	Date debut :	29.9.2016
nom de projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km	Date de la fin :	30.9.2016
numero de sondage	INK-3	la norme de l'essai : :	ASTM D 422
echantillion N0			
profondeur (m)	17.00-17.40		

ANALYSE GRANULOMETRIE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Total pour cent passant (gr)	Pour cent passant (%)
3 "	75	130.00	100.00
2 1/2 "	63	130.00	100.00
2 "	50	130.00	100.00
1 1/2 "	37.5	130.00	100.00
1 "	25	130.00	100.00
3/4"	19	130.00	100.00
1/2 "	12.5	130.00	100.00
3/8 "	9.5	130.00	100.00
# 4	4.75	130.00	100.00
# 10	2	130.00	100.00
# 40	0.42	125.00	96.15
# 200	0.074	114.64	88.18
		total des poids des echantillion (gr)	130.0

Gravier %	Sable%	Argile limoneu %
0.00	11.82	88.18

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_r	

LL	PL	PI
77.2	29.7	47.4

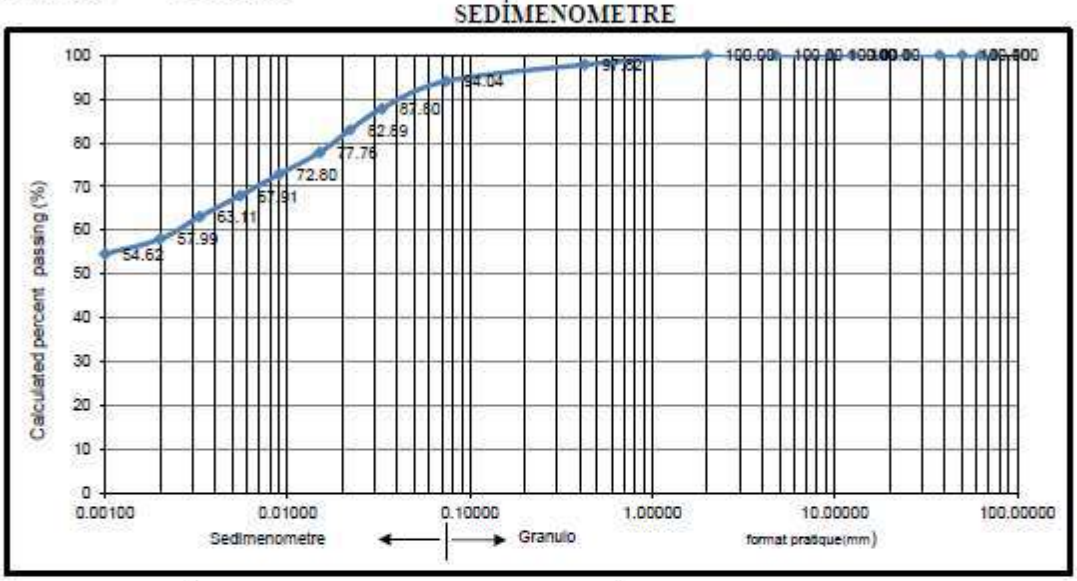
Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : BH-70A
echantillion N0 :
profndeur (m) : 11.30-11.70

Date debut : 20.1.2016
Date de la fin : 21.1.2016
la norme de l'essai : : ASTM D 422

SEDİMENOMETRE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Pour cent passan (%)
3 "	75	100.00
2 1/2 "	63	100.00
2 "	50	100.00
1 1/2 "	37.5	100.00
1 "	25	100.00
3/4"	19	100.00
1/2 "	12.5	100.00
3/8 "	9.5	100.00
# 4	4.75	100.00
# 10	2	100.00
# 40	0.425	97.82
# 200	0.074	94.04
	0.002	57.99

Gravier %	Sable%	limoneu %	Argile %
0.00	5.96	36.04	57.99

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_r	

LL	PL	PI
52.0	25.5	26.5

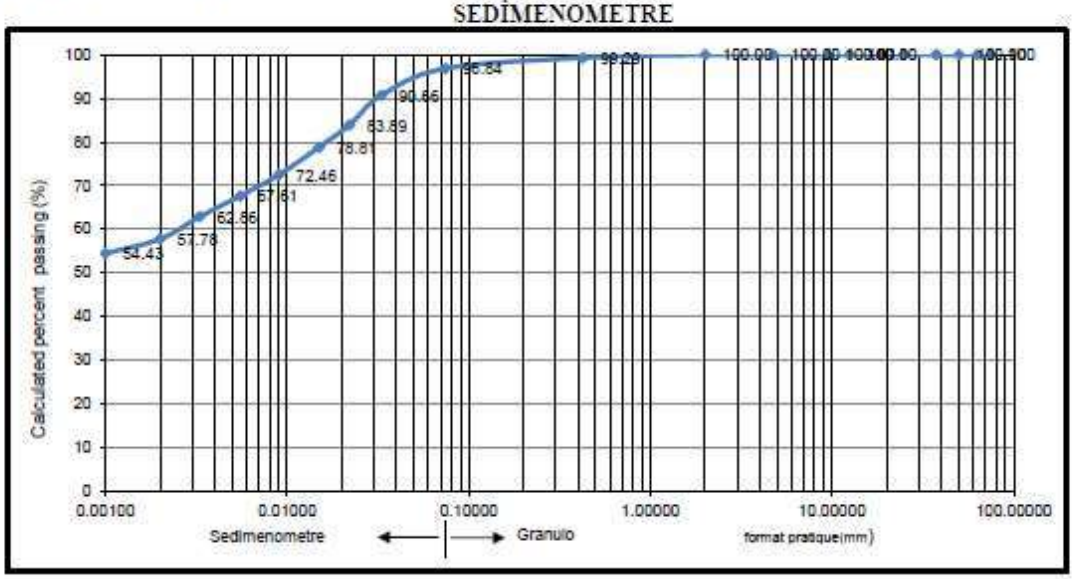
Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

ingenieur en charge
Bünyamın AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : BH-70A
echantillion N0 :
profndeur (m) : 2.50-2.90

Date debut : 20.1.2016
Date de la fin : 21.1.2016
la norme de l'essai : : ASTM D 422

SEDİMENOMETRE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Pour cent passan (%)
3 "	75	100.00
2 1/2 "	63	100.00
2 "	50	100.00
1 1/2 "	37.5	100.00
1 "	25	100.00
3/4"	19	100.00
1/2 "	12.5	100.00
3/8 "	9.5	100.00
# 4	4.75	100.00
# 10	2	100.00
# 40	0.425	99.29
# 200	0.074	96.84
	0.002	57.78

Gravier %	Sable%	limoneu %	Argile %
0.00	3.16	39.06	57.78

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_r	

LL	PL	PI
50.3	26.2	24.1

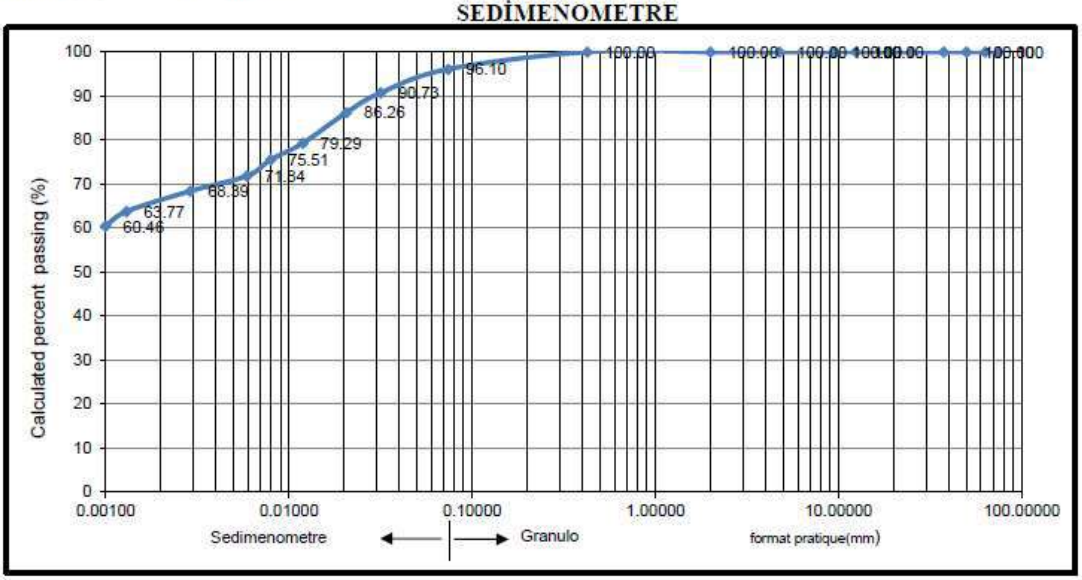
Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : INK-3
echantillion N0 :
profndeur (m) : 11.50-12.00

Date debut : 30.9.2016
Date de la fin : 1.10.2016
la norme de l'essai : : ASTM D 422

SEDİMENOMETRE



Taille du tamis	ouverture des tamis (mm)	Pour cent passan (%)
3 "	75	100.00
2 1/2 "	63	100.00
2 "	50	100.00
1 1/2 "	37.5	100.00
1 "	25	100.00
3/4"	19	100.00
1/2 "	12.5	100.00
3/8 "	9.5	100.00
# 4	4.75	100.00
# 10	2	100.00
# 40	0.425	100.00
# 200	0.074	96.10
	0.002	63.77

Gravier %	Sable%	limoneu %	Argile %
0.00	3.90	32.33	63.77

D_{10}	
D_{30}	
D_{60}	
C_u	
C_r	

LL	PL	PI
61.2	24.2	37.0

Type du Material Fine	**CH**
Classe du sol (USCS)	**CH**

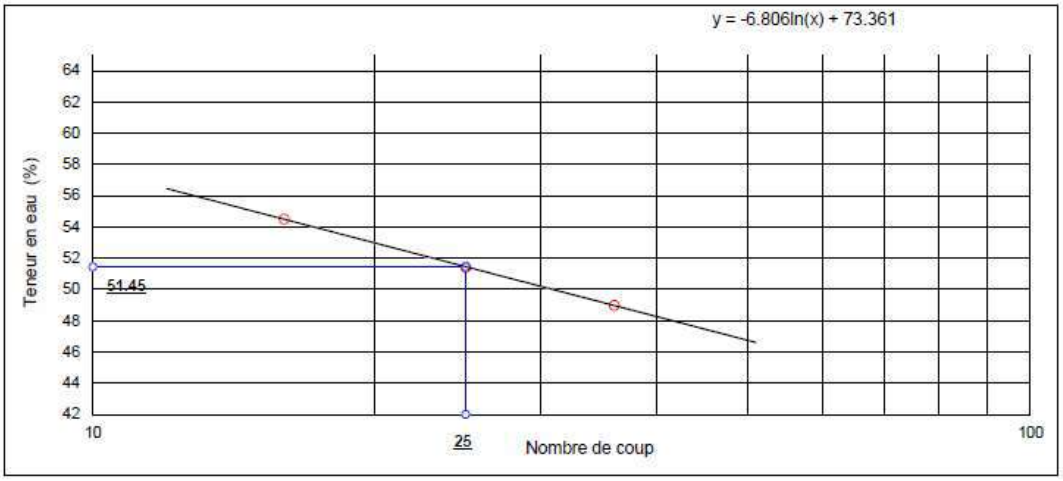
ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : BH-70A
echantillion N0 :
profondeur (m) 15,00-15,55

Date debut : 19.1.2016
Date de la fin : 20.1.2016
la norme de l'essai : ASTM D 4318

DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDE					LA LIMIT PLASTİQUE	
Nombre de coup		36	25	16				
nombre de pot		53	84	73			44	9
Masse de sol humide et pot (gr)	A	36.48	38.48	38.50			29.36	28.98
Masse de sol sec et pot (gr)	B	29.60	31.50	31.17			26.80	26.63
Masse vide, pot propre (gr)	C	15.55	17.93	17.72			16.59	17.17
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m_1	6.88	6.98	7.33			2.56	2.35
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m_2	14.05	13.57	13.45			10.21	9.46
teneur en eau (m_1/m_2)*100 (%)	w	49.00	51.41	54.51			25.12	24.88



Limite du Liquide (LL)	51.5
Limite du Plastique(PL)	25.0
l'index de Plasticity (PI)	26.5

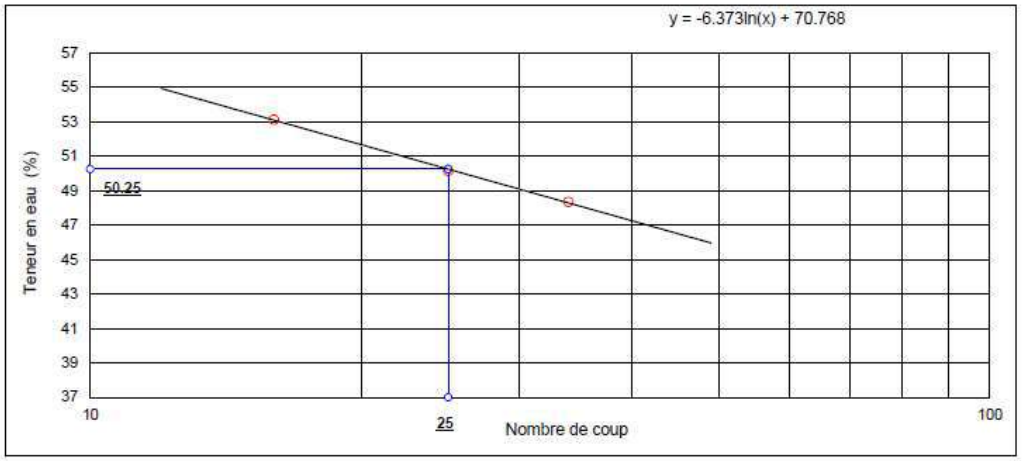
ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : BH-70A
echantillion N0 :
profondeur (m) 2,50-2,90

Date debut : 19.1.2016
Date de la fin : 20.1.2016
la norme de l'essai : ASTM D 4318

DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDE					LA LIMIT PLASTİQUE	
Nombre de coup		34	25	16				
nombre de pot		53	86	3			98	70
Masse de sol humide et pot (gr)	A	36.51	34.10	37.18			29.48	26.55
Masse de sol sec et pot (gr)	B	29.68	28.61	30.36			27.23	24.50
Masse vide, pot propre (gr)	C	15.55	17.67	17.52			18.37	16.90
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m_1	6.83	5.49	6.82			2.25	2.05
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m_2	14.13	10.94	12.84			8.86	7.60
teneur en eau (m_1/m_2)*100 (%)	w	48.36	50.15	53.14			25.40	26.94



Limite du Liquide (LL)	50.3
Limite du Plastique(PL)	26.2
l'index de Plasticity (PI)	24.1

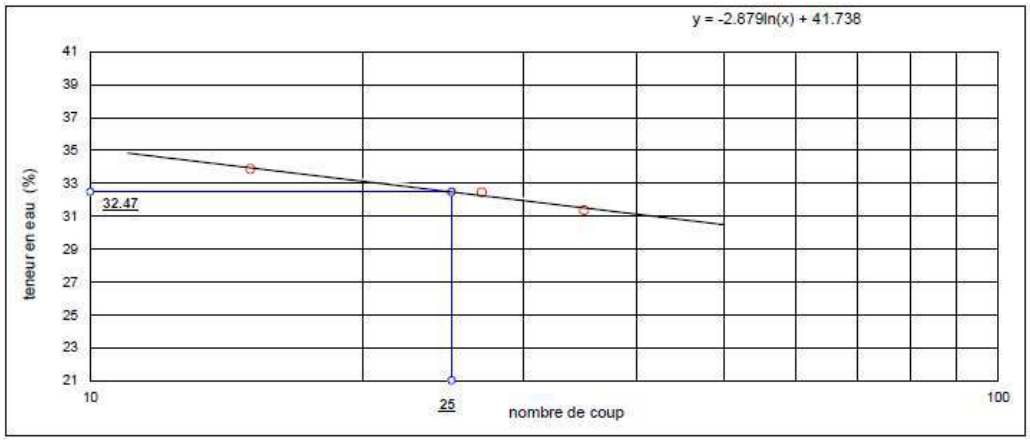
ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : BH-70A
echantillion N0 :
profondeur (m) 20,80-21,30

Date debut : 18,01,2016
Date de la fin : 19,01,2016
la norme de l'essai : ASTM D 4318

DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDE					LA LIMIT PLASTİQUE	
Nombre de coup		15	27	35				
nombre de pot		8	79	58			75	13
Masse de sol humide et pot (gr)	A	23.47	26.30	27.83			19.48	21.14
Masse de sol sec et pot (gr)	B	21.82	24.22	25.60			19.05	20.58
Masse vide, pot propre (gr)	C	16.95	17.81	18.49			16.93	17.82
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m_1	1.65	2.08	2.23			0.43	0.56
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m_2	4.87	6.41	7.11			2.12	2.76
teneur en eau (m_1/m_2)*100 (%)	w	33.88	32.45	31.36			20.28	20.29



Limite du Liquide (LL)	32.5
Limite du Plastique(PL)	20.3
l'index de Plasticity (PI)	12.2

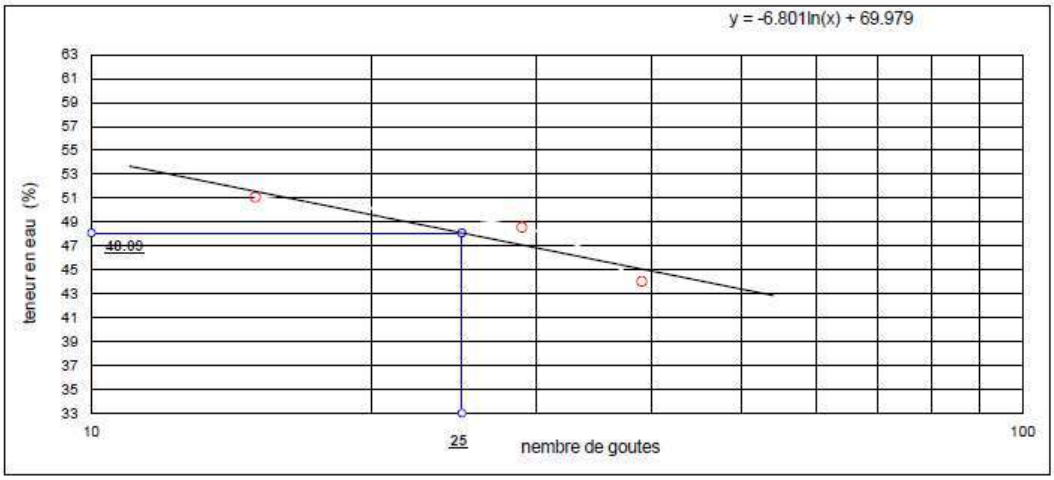
ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khenis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : INK-3
echantillion N0 :
profndeur (m) 20.00-20.50

Date debut : 29.9.2016
Date de la fin : 30.9.2016
la norme de l'essai : ASTM D 4318

DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDE					LA LIMIT PLASTİQUE	
Nombre de coup		15	29	39				
nombre de pot		13	32	45			25	33
Masse de sol humide et pot (gr)	A	24.64	24.37	25.81			22.81	24.15
Masse de sol sec et pot (gr)	B	22.32	22.00	23.52			21.57	23.15
Masse vide, pot propre (gr)	C	17.78	17.12	18.32			16.00	18.69
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m_1	2.32	2.37	2.29			1.24	1.00
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m_2	4.54	4.88	5.20			5.57	4.46
teneur en eau (m_1/m_2)*100 (%)	w	51.10	48.57	44.04			22.26	22.42



Limie du Liquide (LL)	48.1
Limite du Plastique(PL)	22.3
l'index de Plasticity (PI)	25.7

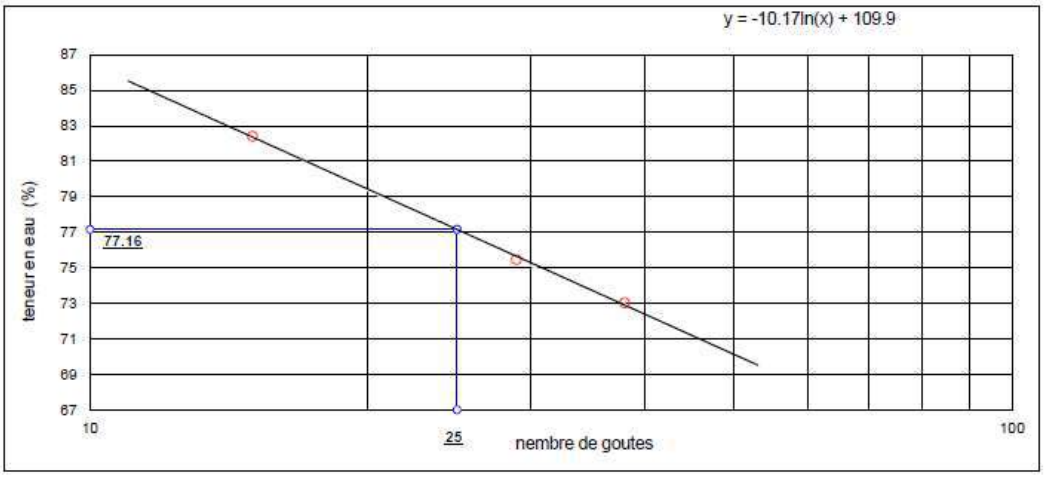
ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : INK-3
echantillion N0 :
profndeur (m) 17.00-17.40

Date debut : 29.9.2016
Date de la fin : 30.9.2016
la norme de l'essai : ASTM D 4318

DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDE					LA LIMIT PLASTİQUE	
Nombre de coup		15	29	38				
nombre de pot		12	84	14			67	70
Masse de sol humide et pot (gr)	A	24.53	26.37	25.43			24.19	23.15
Masse de sol sec et pot (gr)	B	21.39	22.74	22.45			22.76	21.73
Masse vide, pot propre (gr)	C	17.58	17.93	18.37			17.99	16.91
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m_1	3.14	3.63	2.98			1.43	1.42
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m_2	3.81	4.81	4.08			4.77	4.82
teneur en eau (m_1/m_2)*100 (%)	w	82.41	75.47	73.04			29.98	29.46



Limie du Liquide (LL)	77.2
Limite du Plastique(PL)	29.7
l'index de Plasticity (PI)	47.4

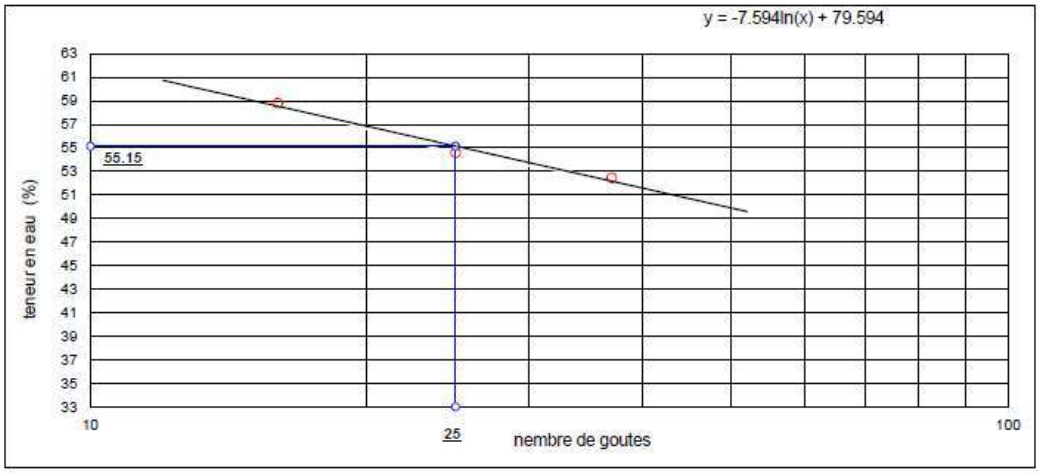
ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA INŞAAT AŞ.
nom deu projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage : INK-3
echantillion N0 :
profndeur (m) 13.30-13.70

Date debut : 29.9.2016
Date de la fin : 30.9.2016
la norme de l'essai : ASTM D 4318

DETERMINATION DE LA LIMITE D' ATTERBERG (LA METHODE CASSAGRANDE)

		LA LIMITE DU LIQUIDE					LA LIMIT PLASTİQUE	
Nombre de coup		16	25	37				
nombre de pot		25	17	84			19	84
Masse de sol humide et pot (gr)	A	22.85	24.12	25.65			27.12	28.95
Masse de sol sec et pot (gr)	B	20.31	22.10	22.99			25.35	27.08
Masse vide, pot propre (gr)	C	15.99	18.40	17.92			16.74	17.92
Masse de l'eau interstitiel (A - B) (gr)	m_1	2.54	2.02	2.66			1.77	1.87
Masse de sol solide (B - C) (gr)	m_2	4.32	3.70	5.07			8.61	9.16
teneur en eau (m_1/m_2)*100 (%)	w	58.80	54.59	52.47			20.56	20.41



Limie du Liquide (LL)	55.1
Limite du Plastique(PL)	20.5
l'index de Plasticity (PI)	34.7

ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entrepise MAPA INŞAAT AŞ.
nom du projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage BH-70A
echantillion N0
profndeur (m) 2.50-2.90

Date debut : 23.1.2016
Date de la fin : 31.1.2016
la norme de l'essai : ASTM D 2435

ESSAI DE CONSOLIDATION

Masse de l'anneau gr)	89.10
Masse echantillion et anneau (gr)	217.77
Masse d'echantillion sec et anneau (gr)	194.00
Masse d'un specimen humide (gr)	128.67
Masse d'un specimen sec (gr)	104.90
Teneur en eau (%)	22.66
Poid unitaire naturelle (t/m^3)	2.019
Poid unitaire sec (t/m^3)	1.646
Gravité du sol specifique	2.673

diametre interieur de l'anneau (cm)	6.370
Height of specimen (cm)	2.000
Area of specimen (cm2)	31.869
Volume du specimen (cm3)	63.738
Rapport vide (eo)	0.624
Porosité (n)	0.384
Degré de saturation (%)	97.05

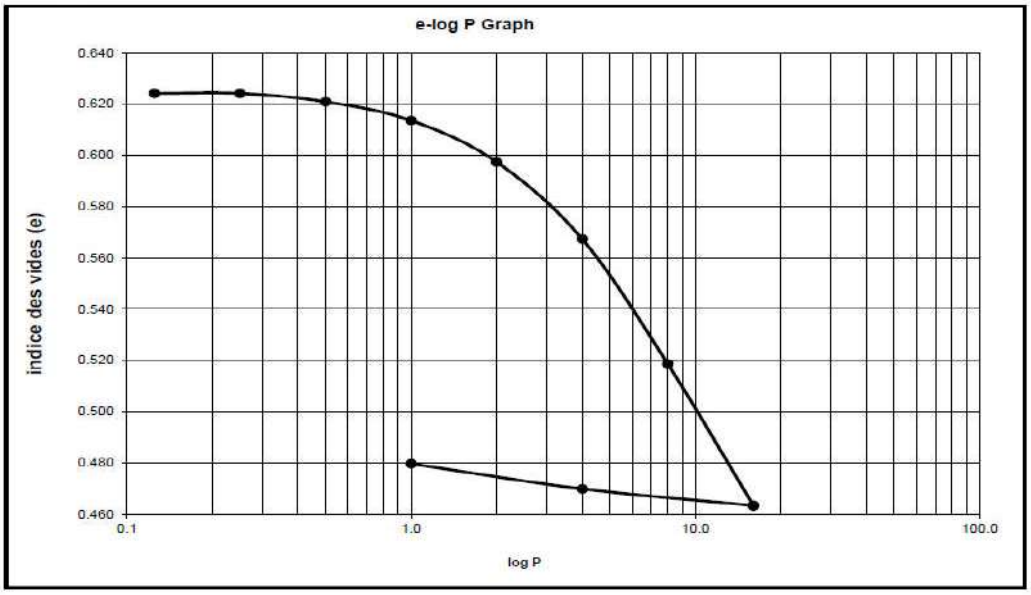
re = 0.8121 rH

Pression p (kg/cm2)	pression pas Δp (kg/cm^2)	Total reglement (cm)	Changment de hauteur pour chaque etape rH−H1-H2 (cm)	Changement de l'indice des vides re=(1+eo)/H*rH (cm)	l'indice des vides pour chaque etape e−eo-re	a_v (av/rp) (cm^2/kg)	m_v ($a_v/1+e$) (cm^2/kg)
0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.6241	0.0000	0.0000
0.125	0.00-0.125	0.0000	0.0000	0.0000	0.6241	0.0000	0.0000
0.25	0.125-0.25	0.0000	0.0000	0.0000	0.6241	0.0000	0.0000
0.50	0.25-0.50	0.0040	0.0040	0.0032	0.6209	0.0065	0.0040
1.00	0.50-1.00	0.0130	0.0090	0.0073	0.6136	0.0146	0.0091
2.00	1.00-2.00	0.0330	0.0200	0.0162	0.5973	0.0162	0.0102
4.00	2.00-4.00	0.0700	0.0370	0.0300	0.5673	0.0150	0.0096
8.00	4.00-8.00	0.1300	0.0600	0.0487	0.5186	0.0122	0.0080
16.00	8.00-16.00	0.1980	0.0680	0.0552	0.4633	0.0069	0.0047
4.00	8.00-4.00	0.1900	-0.0080	-0.0065	0.4698	0.0005	
1.00	4.00-2.00	0.1780	-0.0120	-0.0097	0.4796	0.0032	

houle (1/100 mm)	18
pourcentage du houle (%)	0.90

poid appliqué (x10) (kg)	0.800
Pression du houle (kg/cm^2)	0.251

numero de sondage BH-70A
profndeur (m) 2.50-2.90



ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entrepise MAPA İNŞAAT AŞ.
nom du projet Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km
numero de sondage BH-70A
echantillion N0
profindeur (m) 6.70-7.00

Date debut : 23.1.2016
Date de la fin : 31.1.2016
la norme de l'essai : ASTM D 2435

ESSAI DE CONSOLIDATION

Masse de l'anneau gr)	91.68
Masse echantillion et anneau (gr)	223.68
Masse d'echantillion sec et anneau (gr)	201.93
Masse d'un specimen humide (gr)	132.00
Masse d'un specimen sec (gr)	110.25
Teneur en eau (%)	19.73
Poid unitaire naturelle (t/m^3)	2.071
Poid unitaire sec (t/m^3)	1.730
Gravité du sol specifique	2.681

diametre interieur de l'anneau (cm)	6.370
Height of specimen (cm)	2.000
Area of specimen (cm2)	31.869
Volume du specimen (cm3)	63.738
Rapport vide (eo)	0.550
Porosité (n)	0.355
Degré de saturation (%)	96.17

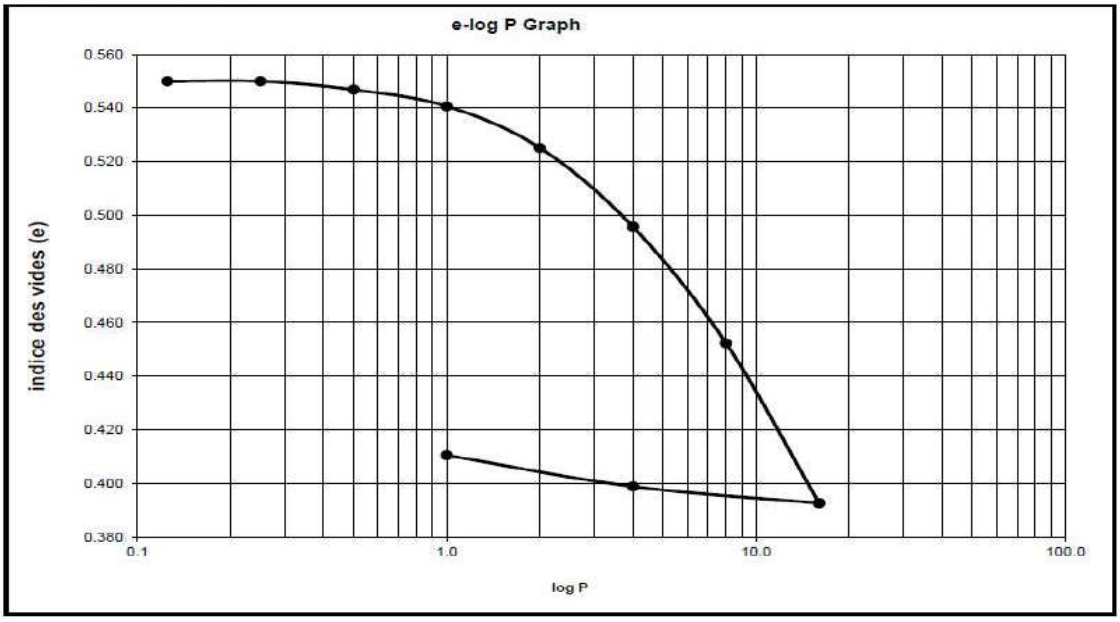
re = 0.7750 rH

Pression P (kg/cm2)	pression pas Δp (kg/cm^2)	Total reglement (cm)	Changment de hauteur pour chaque etape rH=H1-H2 (cm)	Changement de l'indice des vides re=(1+eo)/H*rH (cm)	l'indice des vides pour chaque etape e=eo-re	a_v (re/rp) (cm^2/kg)	m_v ($a_v/1+e$) (cm^2/kg)
0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.5499	0.0000	0.0000
0.125	0.00-0.125	0.0000	0.0000	0.0000	0.5499	0.0000	0.0000
0.25	0.125-0.25	0.0000	0.0000	0.0000	0.5499	0.0000	0.0000
0.50	0.25-0.50	0.0040	0.0040	0.0031	0.5468	0.0062	0.0040
1.00	0.50-1.00	0.0120	0.0080	0.0062	0.5406	0.0124	0.0080
2.00	1.00-2.00	0.0320	0.0200	0.0155	0.5251	0.0155	0.0102
4.00	2.00-4.00	0.0700	0.0380	0.0294	0.4957	0.0147	0.0098
8.00	4.00-8.00	0.1260	0.0560	0.0434	0.4523	0.0108	0.0075
16.00	8.00-16.00	0.2030	0.0770	0.0597	0.3926	0.0075	0.0054
4.00	8.00-4.00	0.1950	-0.0080	-0.0062	0.3988	0.0005	
1.00	4.00-2.00	0.1800	-0.0150	-0.0116	0.4105	0.0039	

houle (1/100 mm)	21
pourcentage du houle (%)	1.05

poid appliqué (x10) (kg)	0.800
Pression du houle (kg/cm^2)	0.251

numero de sondage BH-70A
profindeur (m) 6.70-7.00



ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

nom de l'entreprise : MAPA İNŞAAT AŞ. Date Debut: 20.1.2016

Nom du projet : Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km Date de la fin: 21.1.2016

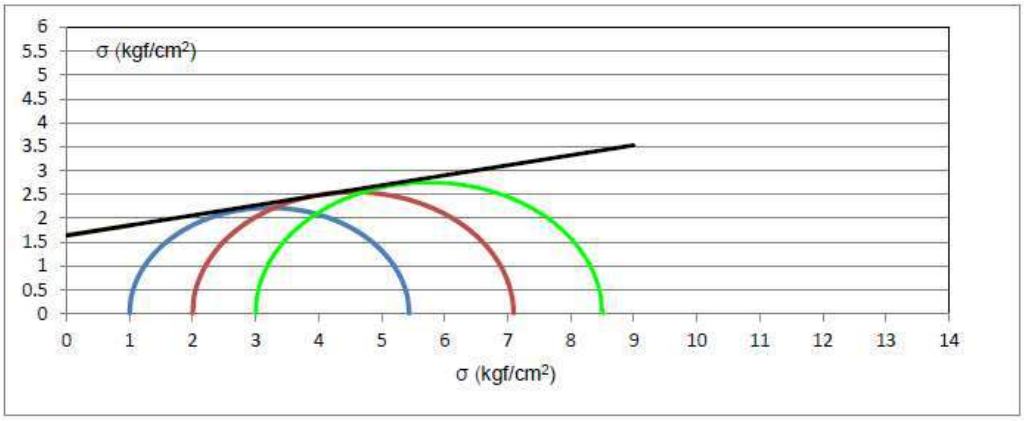
Numero de sondage : BH-70A La norme de l'essai ASTM D2850

Echantillion N0 :

Profndeur (m) : 20.80-21.30

RAPPORT D'ESSAI TRIAXIAL

		Essai 1	Essai 2	Essai 3
La taille d'échantillion h, (cm)	:	7.83	8.03	7.71
Diametre d'échantillion , R, (cm)	:	3.80	3.80	3.80
Poid d'échantillion humide, ω_1, (gr)	:	181.73	185.69	178.64
Poid d'échantillion sec, ω_2, (gr)	:	144.97	150.48	145.61
Poid unitaire naturelle (t/m^3)	:	2.046	2.039	2.043
Dry unit weight (t/m^3)	:	1.633	1.652	1.665
Celule de pression σ_3 (kgf/cm^2)	:	1.00	2.00	3.00
Lengueur contraction (mm)	:	8.07	6.99	8.51
Lecture du poid (kgf)	:	56.11	63.28	70.13
Deviateur de stresse σ_1-σ_3 (kgf/cm^2)	:	4.44	5.09	5.50



Angle de frottement interne ϕ (derece)	**11.9**
cohésion c (kgf/cm^2)	**1.64**

ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
ingenieur geologique

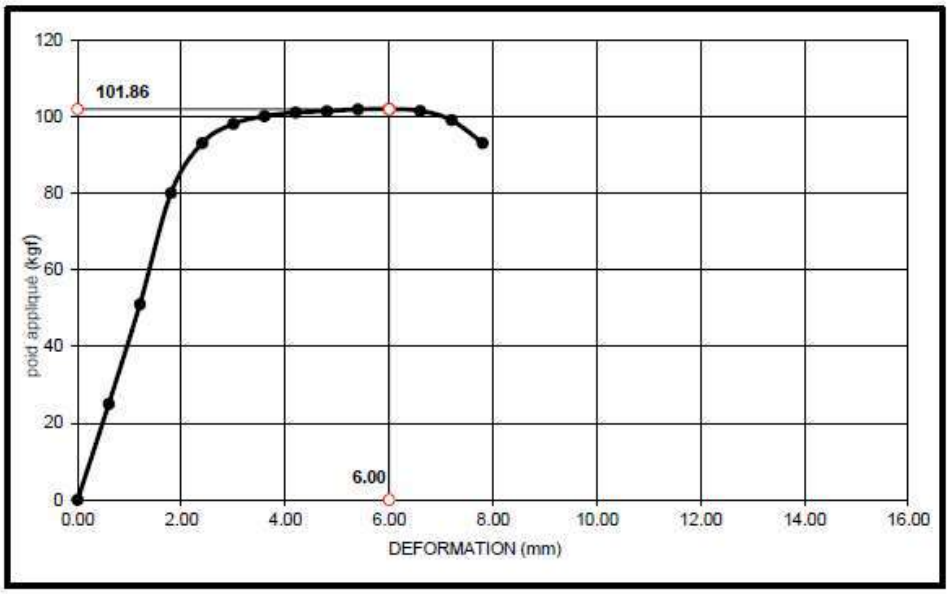
Laboratory MAPA

nom deu projet : Réalisation 4 eme Rocade KHEMIS-HANNACHA
numero de sondage : BH-70A
Echantillion N° :
Profondeur (m) : 2,50-2,90

Date de début : 20.1.2016
Date de la fin : 21.1.2016
La norme de l'essai: ASTM D2166

RAPPORT D'ESSAI DE PRESSION D'AXE UNIQUE

La langueur du diametre de l'echantillion de l'essai (cm)	9.85
The initial diameter of the test sample (cm)	4.98
masse d'un specimen humide (gr)	386.53
masse d'un specimen sec (gr)	318.05
endroi du specimen (cm^2)	19.48
Volume du specimen (cm^3)	191.86
poit unitaire naturelle (t/m^3)	2.015
teneur en eau (%)	21.53
poit unitaire sec (t/m^3)	1.658
la gravité spécifique des solides	
rapport vide (eo)	
Porosité (n)	
Degré de saturation (%)	



poid de repture P (kg)	101.86
Champ ajusté A (cm^2)	20.74
Uniaxial puissance compressive qu (kg/cm^2)	**4.91**

Ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
Ingenieur de geologie

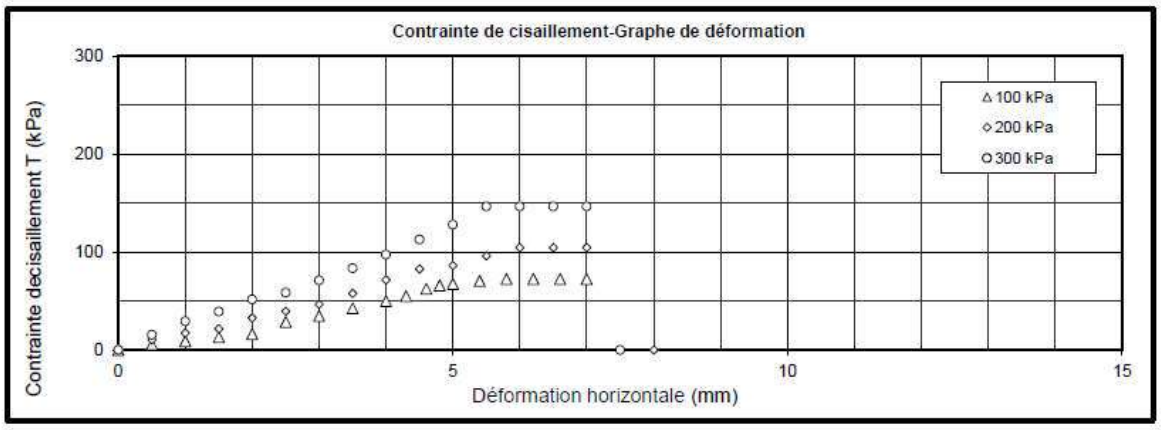
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE (CD)

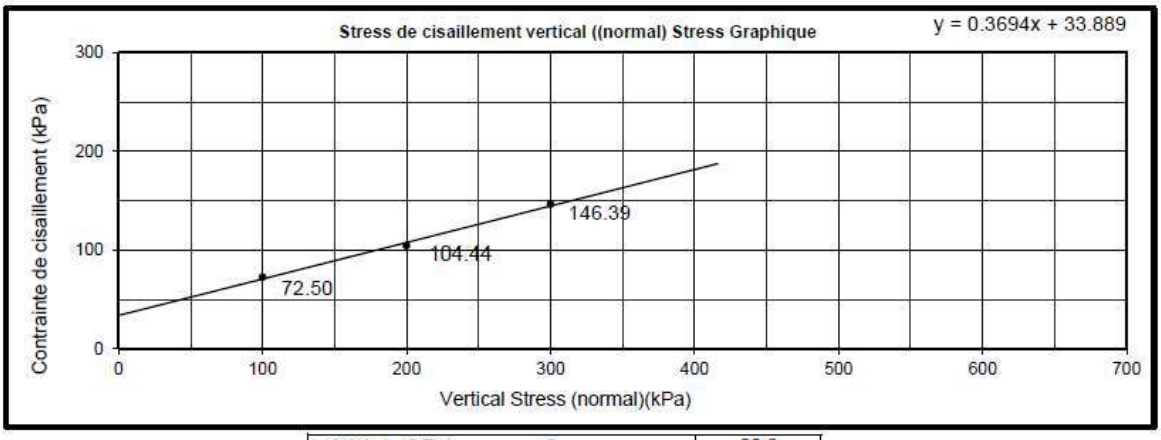
nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT AŞ.	Date debut : 19.1.2016
nom deu projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km	Date de la fin : 23.1.2016
numero de sondage	BH-70A	la norme de l'essai : ASTM D3080
echantillion N0		
profndeur (m)	11.30-11.70	

les dimensions de la boite longuerXlargeurXhauteur(mm)	60X60X20
la surface de boite	36.00
volume de boite	72.00
Poids de la boite (gr)	143.85

Vitesse (mm/mn)	0.008

expérience	1	2	3
Cutting Box + Echantillon Poids à sec	267.91	269.42	267.11
Cutting Box + Age Poids de l'échantillon	291.31	291.88	290.01
teneur en eau (%)	18.86	17.89	18.57
Densité apparente à sec (gr/cm³)	1.723	1.744	1.712
Densité apparent humide (gr/cm³)	2.048	2.056	2.030





cohésion (kPa)	**C**	**33.9**
angle de frottement (⁰)	**Φ**	**20.3**

Ingenieur en charge
Bünyamin AYKAN
Ingenieur en geologie

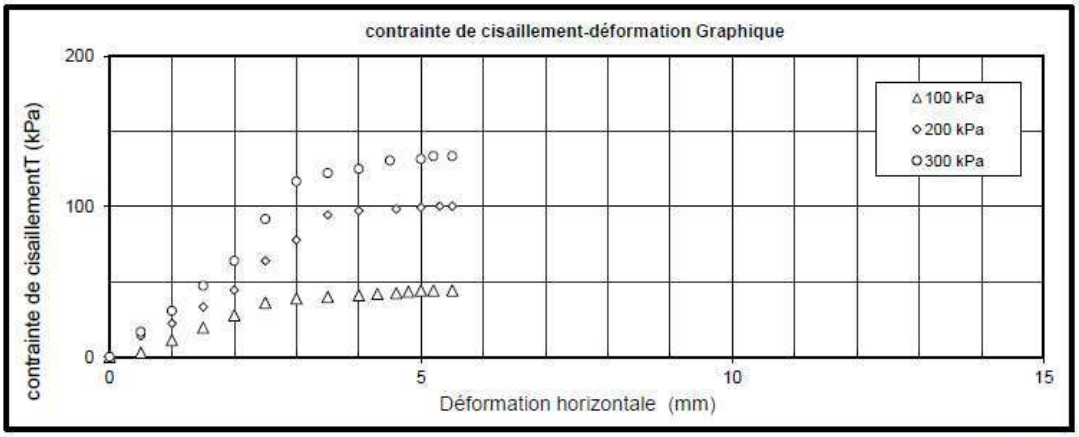
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE (CD)

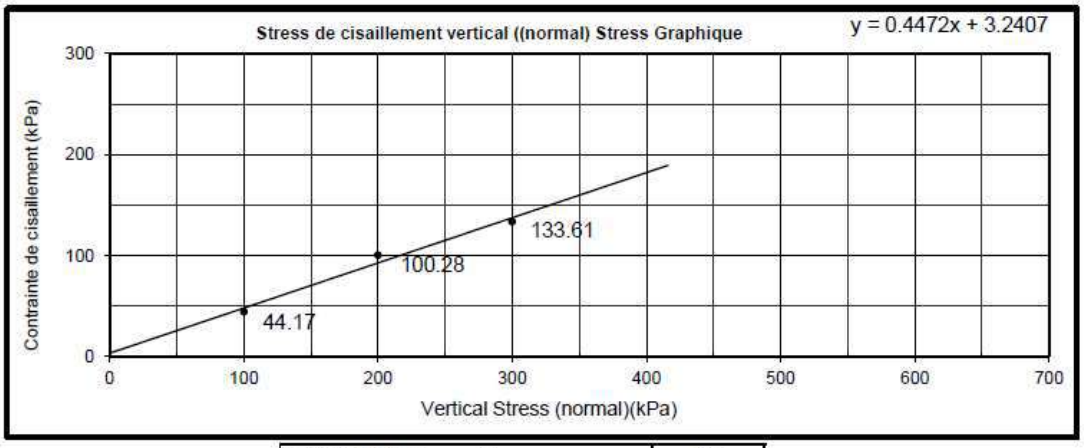
nom de l'entreprise	MAPA İNŞAAT AŞ.	Date debut :	11.10.2016
nom deu projet	Lot 1.1 Khemis Milliana-Et L'echanngeur Hanacha Sur 34Km	Date de la fin :	14.10.2016
numero de sondage	INK-3	la norme de l'essai:	ASTM D3080
echantillion N0			
profndeur (m)	4.00-4.50		

les dimensions de la boitelonguerXlargeurXhauteur	60X60X20
la surface de boite	36.00
volume de boite	72.00
Poids de la boite (gr)	143.85

Vitesse (mm/mn)	0.08

expérience	1	2	3
Cutting Box + Echantillon Poids à sec	274.46	273.67	276.04
Cutting Box + Age Poids de l'échantillon	293.39	291.45	294.26
teneur en eau (%)	14.50	13.70	13.78
Densité apparente à sec (gr/cm3)	1.814	1.803	1.836
Densité apparent humide (gr/cm3)	2.077	2.050	2.089





cohésion (kPa) C	**3.2**
angle de frottement (0) Φ	**24.1**

Ingenieur en charge
Bünyamın AYKAN
Ingenieur en geologie

Les sondages carottés






INK-3
N=4
9.00 - 12.00
UD2/11.50-12.00/INK3


UD4/17.00-17.40/INK 3


18.00-21.00
UD5/20.00-20.40/INK-3

Référence bibliographique

[1]: Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre, 1980 ; Flageollet, 1989,*Flageollet J.C. (1989).* Les mouvements de terrain et leur prévention

[2] : Flageollet, Jean-Claude (1989): Les mouvements de terrain et leur prévention. Collection Géographie, Paris, Masson, 224 p

[3] : Philippe R. RICHARD, Université de Montréal, Montréal, Canada

[4] : La logique politique des technologies de l'information et de la communication: critique de la logistique du" glissement de la prérogative politique"

[5] : Glissement rotationnel complexe (Gilles,S. Pierre, P.1998) ... séisme. Coulée sols argileux et limoneux lâches très rapide de dix à plusieurs

[6] : Les terrassements. • L'érosion naturelle (ruissellements, érosions des berges). • Les séismes (Gilles,S. Pierre, P.1998)

[7] : mécanique des sols et de fondations- Tome 2: calcul des soutènements et des fondations. Stabilité des pentes. G. Sanglerat ; G. Olivari ; B. Cambou.

[8] : Exemple de talus de déblai dans des sols meubles érodés – CW (Gilles .S, Pierre .P.1988). I.5.1.1. Butée de pied et allégement en tête
.

[9] : Robitaille, V. and Tremblay, D. (1997) Mécanique des sols théorie et pratique. Modulo ed., Québe

[10] : Les mouvements de terrain et leur prévention, Jean-Louis DURVILLE, Gilles

[11] : FAURE.R.M.L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I : Méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, N°92, 2000

[12] : Fellenius W. – Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion. Berlin, Ernst, 1927.

[13] : BEDR.S.M, 2008.Modélisation et interaction renforcement-sol pour les talus instables

[14] : GEOROUTE.G.C.E.Rapport de l'étude de sol du site « Glissement de terrain, Extension de capacité sur le PK 82+700, Médéa ».

les thèse :

-*ANALYSE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LA RN AU(PK82+700)*

-Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Ait idriss Bejaia.

-Analyse et traitement d'un glissement de terrain sur la RN n° 64/PK 47+200, El Oumaria (MEDEA)

-Taleb Hosni Abderrahmane Enseignant au centre universitaire Abdelhafid Bousouf Mila , Centre universitaire de Mila-CALCUL DE LA STABILITÉ DES PENTES.

-Etude de la Stabilité d'un Versant d'Ain El Hammam.

-CONTRIBUTION A LA SIMULATION AU GLISSEMENT DE TERRAIN CAS DE TALUS DE LA CW02 ENTRE BAGHLIA ET NACIRIA W. BOUMERDES.

- METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES,Mohamed KHEMISSA**,** Laboratoire de Développement des Géomatériaux, Université de M'sila, Algérie.