

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat / Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude du traitement de
glissement de terrain de TIFRA
wilaya de BEJAIA

Présenté par :

Melle MOUHOUS Lamia

Encadré par :

Mr HAMADI Kamel
Mr ABDOUS Madani

Promotion 2019 /2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

نظرا لاشتراك العوامل المختلفة، الجيولوجية، الجيومورفولوجية، المناخية و البشرية ، تتعرض ولاية بجاية للانزلاقات الارضية المتكررة التي تشكل اخطارا كبيرة على السكان. الهدف من هذا العمل هو إجراء دراسة جيوتقنية للظاهرة المعنية التي لوحظت على منحدر تيفرا. بدأنا دراستنا بتحليل الاستقرار العكسي من أجل دراسة الانهيار الأرضي في الحالة الحالية للمنحدر وتحديد خصائص القص المقابلة وفقاً للسطح المحدد مسبقاً استناداً إلى المسوحات الجيولوجية والتحقيقات الجيوتقنية. بناءً على نتائج هذا الأخير، تم اقتراح ودراسة نوعين من أنواع التعزيز ، واستند الاختيار النهائي على صف من الركائز في اتجاه المنبع ، وطبقة صخرية وعتبات تراب في اتجاه مجرى النهر ، و هذا الاختيار قد تم بناءً على تحليل عدة معايير .

الكلمات الرئيسية: الانزلاق الأرضي - برمجيات (سلايد\جيوسلوب) - التعزيز - الخوازيق - نموذج

العنصر المحدود.

Résumé

En raison de la combinaison des différents facteurs géologique, géomorphologique, climatique et anthropique, l'aléa glissement de terrain est de plus en plus fréquent entraînant des risques considérables pour les habitants de la wilaya de Bejaia. Ce travail a pour objectif de réaliser une étude de stabilité du phénomène en question observé sur le versant de TIFRA. On a débuté notre étude par une analyse de stabilité à rebours afin de reproduire le glissement à l'état actuel du versant et définir les caractéristiques de cisaillement correspondantes suivant une surface de rupture prédéfinie à partir des levés géologiques et des investigations géotechniques. En se basant sur une analyse multicritère, deux variantes de confortement sont proposées et étudiées, et le choix final a été fixé sur une rangée de pieux en amont, un enrochement et deux seuils en gabion en aval.

Mots clefs : Glissement de terrain –logiciels (Slide/Geoslope) - Confortement – Pieux - Modèle Eléments Finis.

Abstract

Due to the combination of different factors ; geological, geomorphological, climatic and anthropogenic factors, the landslide hazard is more frequent, leading to considerable risks for the inhabitants of the Wilaya of BEJAIA. The objective of this work is to carry out a geotechnical study of the phenomén in question observed on the slope of TIFRA. We started our study with a reverse stability analysis in order to reproduce the landslide at the current state of the slope and to define the corresponding shear characteristics according to a predefined rupture surface based on geological surveys and geotechnical investigations. Based on the results of the latter, two reinforcement variants were proposed and studied, and the final choice was based on a row of piles upstream, two gabion weirs downstream, based on a multi-criteria analysis.

Keywords: Landslide- Softwares (Slide/Geoslop) - Reinforcement - Piles - Finite Element Model.

The background of the page is a textured, golden-brown surface. Scattered across this background are several vibrant red roses and individual red petals. Some roses are in full bloom, while others are buds. The petals are scattered in various positions, some near the roses and others further away. The overall composition is artistic and evocative.

Dédicace

D'année en année,

Notre avenir se dessinait.

Admis à l'une des plus prestigieuses écoles,

On nous remet un parchemin,

Que ne nous devions lâcher des mains.

Le parcours fut semé d'obstacles,

Néanmoins, nous les franchîmes prudemment.

Guidés par le meilleur des oracles,

Nous conquîmes les épreuves, agilement.

Nous voila, enfin, arrivés au pinacle,

Qui nous paraissait comme un miracle.

Après avoir dégagé de notre tracé tous les bâcles,

Nous espérons sortir de ce cénacle

Décorés des plus beaux sésames.

**À défaut d'avoir l'éloquence de Malraux,
L'amour du verbe et l'imagination de Victor Hugo,
Je laisserai parler mon cœur
Aux personnes qui me sont chères à qui je dédie ce travail.**

À toi mon père

Aucune lettre aucun mot, aucune expression ne saura traduire tout l'amour que j'ai pour toi, toute la considération que j'éprouve pour tout tes sacrifices consentis pour mon enseignement. De part ta rigueur, tu as suscité, en moi le gout de l'effort. Ma réussite est la tienne. Que dieu t'accorde longue vie dans la santé.

À toi Maman

À la femme qui m'a donné la vie, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et mon amour inconditionnel, pour ton soutien, tes encouragements et tes sacrifices. Puisse le tout puissant te donner la santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour.

À la mémoire de mes grands-parents.

Ce travail est le fruit de vos prières incessantes et de votre amour. Puisse dieu vous accueillir en son vaste paradis.

À mes frères **TARIK, FAHEM**, ma sœur **KAHINA** et son mari **HALIM** et bien sûr à mon adorable petite nièce **CIDRA**,

Je vous dédie ce travail pour vos encouragements, vos conseils et votre appui tout au long de mon parcours.

À Mes chers oncles, tantes à mes cousins et cousines

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect et mon affection.

À Mes amis

MAYA, ZOULIKHA, KAWTHAR, IMENE, SARAH, SAMIRA et KARIM en souvenir de notre amitié et agréables moments qu'on a passés ensemble veillez trouvez dans ce travail l'expression de mon respect et amitié.

À NABIL BELOUAHEM

Je vous dédie ce travail pour votre gentillesse, serviabilité et compréhension. Je vous suis reconnaissante.

Une spéciale dédicace

À une personne qui compte énormément pour moi, une personne qui a toujours été là à m'encourager et à me pousser à aller de l'avant, elle était mon guide et mon mentor durant toute ma scolarité.

Madame BELOUAHEM, la première à avoir cru en mes capacités, je vous dédie ce travail car vous y avez contribué par votre disponibilité, votre générosité, votre écoute sincère sans jamais vous lasser de mes lamentations incessantes, sans oublier votre tendresse qui m'a toujours accompagnée.

J'exprime envers vous un attachement inconditionnel.

Acceptez ma gratitude éternelle pour tout ce que vous m'avez inculqué ainsi que pour tout le bonheur que vous m'apportez chaque jour.

LAMIA

REMERCIEMENT

En premier lieu, je remercie **Mr HAMADI KAMEL** en tant que professeur, il a toujours été d'une générosité inégalée à nous transmettre tout son savoir. En tant qu'encadrant, il a été mon guide et m'a aidé à trouver des solutions pour avancer.

J'aimerais gratifier les efforts de tous les personnels du laboratoire LMTPB, pour m'avoir accueilli dans leur établissement et m'avoir assuré une formation très constructive, plus particulièrement **Mr ABDOUS MADANI**.

Je tiens aussi à remercier **Melle AIT TAYEB NESRINE**, ingénieur au bureau d'étude IMSRN, qui a eu l'amabilité de répondre à mes questions et de fournir les explications nécessaires, sans oublier **Mr MESSAI ABD ESSALEM** (ingénieur à IMSRN).

Je souhaite également adresser mes remerciements les plus sincères au **corps professoral et administratif de l'école national supérieur des travaux publics**, pour la richesse et la qualité de leurs enseignements et qui déploient des efforts considérables pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Je tiens à remercier **Mme MEZAACHE ZIBOUDA** de la bibliothèque de l'école, pour les efforts qu'elle fournit pour nous rendre le travail plus facile et plus accessible pour sa patience et sa disponibilité.

Je remercie **Melle HAROUNE DIHIYA** (ingénieur au bet Technic Conseil) et **DEBAH DARINE** (ex étudiante à l'ENSTP) qui ont toujours répondu présentes à chaque fois ou j'ai eu besoin d'une réponse à une interrogation.

Je remercie **HAFID IBRAHIM** pour sa disponibilité.

J'adresse aussi mes vifs remerciements aux **membres de jurys** pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I GENERALITE SUR LES MOUVEMENT DE TERRAIN	3
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. PRINCIPAUX TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAIN ET LEURS CAUSES	3
I.2.1. Les écroulements, les éboulements et les chutes de pierres et blocs	4
I.2.3. Les glissements de terrain	7
I.3. LES CONSIGNES EN CAS DE MOUVEMENT DE TERRAIN	12
I.4. CONCLUSION	12
CHAPITRE II NOTION GENERALE SUR CISAILLEMENT DES SOLS	13
II.1. INTRODUCTION	13
II.2. NOTION ELEMENTAIRE SUR LA RUPTURE DE SOL	13
II.3. EXEMPLE DE RUPTURE	14
II.4. CONTRAINTE DE CISAILLEMENT SUR UNE FACETTE D'ORIENTATION QUELCONQUE	15
II.5. CERCLE DE MOHR	16
II.6. METHODE DES POLES	17
II.7. ESSAI DE LABORATOIRE DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS [S19]	17
II.7.1. Essai de cisaillement à la boîte	17
II.7.2. Essai triaxial	20
II.8. CONCLUSION	26
CHAPITRE III METHODE DE CALCUL DE STABILISATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN	27
III.1. INTRODUCTION	27
III.2. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE	27
III.3. METHODE DE CALCUL DE STABILITE	27

III.3.1. Méthodes d'équilibres limite	27
III.3.2. Méthodes numériques	31
III.4. CHOIX DE LA METHODE ET DU COEFFICIENT DE SECURITE [13] ..	31
CHAPITRE IV TECHNIQUES DE STABILISATION DES MOUVEMENTS DE	
TERRAIN	32
IV.1. INTRODUCTION.....	32
IV.2. TECHNIQUES DE STABILISATION	32
IV.2.1. Stabilisation par terrassement	32
IV.2.2. Dispositifs de drainage	36
IV.3.3. Introduction des éléments résistants.....	39
IV.3.4. Protection superficielle (végétation, plantation, etc.).....	47
IV.4. CONCLUSION	47
CHAPITRE V PRESENTATION ET CONTEXTE DU SITE	49
V.1. INTRODUCTION	49
V.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE	49
V.3. LE CADRE GEOLOGIQUE	50
V.3.1. Géologie régionale.....	50
V.3.2. Géologie du site	50
V.4. MORPHOLOGIE.....	53
V.5. HYDROLOGIE	53
V.5.1. Hydrologie régionale.....	53
V.5.2. Hydrologie du site	53
V.6. CLIMAT DE LA REGION	54
V.7. SISMICITE.....	55
V.8. CONCLUSION.....	55
CHAPITRE VI EXPERTISE ET DESCRIPTION DU GLISSEMENT	56
VI.1. INTRODUCTION.....	56
VI.2. LOCALISATION DE SITE D'ETUDE	56
VI.3. OBSERVATION ET DIAGNOSTIC DU SITE	56
VI.3.1. La première zone	56

VI.3.2. La deuxième zone	57
VI.4. DESCRIPTION DU GLISSEMENT	62
VI.4.1. Zones actives	62
VI.4.2. Zones non actives	64
VI.5. DISCUSSION SUR LE MECANISME DU GLISSEMENT	65
VI.5.1. La première zone	65
VI.5.2. La deuxième zone	65
VI.5. CONCLUSION	66
CHAPITRE VII CAMPAGNE D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE	67
VII.1. INTRODUCTION	67
VII.2. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE	67
VII.2.1. Programme de reconnaissance géotechnique proposé	67
VII.2.2. Les résultats de reconnaissance géotechnique fournie par le laboratoire	68
VII.3. CONCLUSION	70
CHAPITRE VIII ETUDE DE CONFORTEMENT	71
VIII.1. INTRODUCTION	71
VIII.2. PRESENTATION DES LOGICIELS	71
VIII.3.ETUDE DE LA STABILISATION DU VERSANT AVANT AMENAGEMENT	71
VIII.3.1. Analyse à rebours	71
ETUDE D'AVANT PROJET SOMMAIRE (APS)	78
VIII.3. ETUDE DE LA STABILISATION DU VERSANT APRES AMENAGEMENT	78
VIII.3.1. Solution de confortement	78
VIII.4. EVALUATION DES COUTS	83
VIII.4.1. Phase I : Partie aval	83
VIII.4.2. Phase II : partie amont	84
VIII.5. ANALYSE MULTICRITERE	85
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE (APD)	86
VIII.6. CHOIX DE LA SOLUTION	86
VIII.7. DIMENSIONNEMENT DES SOLUTIONS	87

VIII.7.1. En aval : Vérification de la stabilité externe des seuils en gabion	87
VIII.7.2. En amont	89
VIII.8. COUPE DE LA SOLUTION GENERALE DE CONFORTEMENT	96
VIII.9. CONCLUSION	96
CONCLUSION GENERALE	97
CHAPITRE DE MASTER SURVEILLANCE DES GLISSEMENTS DE TERRAIN	99
IX.1. INTRODUCTION	99
IX.2. LA SURVEILLANCE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN	99
IX.2.1. Objectifs	99
IX.2.2. Définitions	99
IX.2.3. Les étapes de surveillance d'un glissement de terrain	100
IX.2.4. Choix des dispositifs de mesure en fonction de la typologie de l'instabilité	100
IX.3. EXEMPLE D'APPLICATION D'UN SYSTEME DE SURVEILLANCE DE GLISSEMENT DE TERRAIN	101
IX.3.1. Surveillance de deux glissements de terrain d'une pente argileuse du sud de l'Italie	101
IX.4. Les dispositifs d'alerte	108
IX.4.1. Un exemple de dispositif d'alerte utilisant la mesure du déplacement de points de surface	108
IX.5. CONCLUSION	109

Liste des figures

Figure I.1 Grands types de mouvement de terrain en fonction de l'humidité.	3
Figure I.2. Exemple d'éboulement en amont de l'ancienne RN°9, Aokas	4
Figure I.3. Exemple de chute de blocs à partir des falaises calcaires en amont de la RN°9, Aokas, 2015	4
Figure I.4. Exemple d'éroulement de falaise calcaire à l'ouest du tunnel routière de Cap Aokas	4
Figure I.5. Schémas des éroulements et des chutes de pierres	4
Figure I.6. Exemple d'affaissement	6
Figure I.7. Exemple d'effondrement.....	6
Figure I.8 Exemple de coulée boueuse	8
Figure I.9 Exemple de fluage.....	8
Figure I.10 Exemple de solifluxion.....	8
Figure I.11 Exemple d'un glissement plan	9
Figure I.12 Exemple d'un glissement rotationnel simple	9
Figure I.13 Exemple d'un glissement rotationnel complexe	10
Figure I.14. Les consignes en cas de mouvement de terrain	12
Figure II.1 Principaux types de sollicitation dans les sols.	13
Figure II.2. Exemple de rupture (glissement de terrain)	14
Figure II.3 Exemple de rupture (défaut de stabilité de pente)	14
Figure II.4 Exemple de rupture (effondrement) [S18]	14
Figure II.5 Exemple de rupture (tassement différentiel sous une structure 'Tour de Pise')	15
Figure II.6 Contraintes s'appliquant sur une facette	15
Figure II.7 Cercle de Mohr.	16
Figure II.8 Cercle de Mohr (méthode des pôles).	17
Figure II.9 Principe de l'essai de cisaillement direct.	17
Figure II.10 Courbes contrainte -déplacement.....	18
Figure II.11 Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan	19
de Mohr.....	19
Figure II.12. Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan de Mohr (sol grenu et sol fin).....	19
Figure II.13 Cellule triaxiale	20
Figure II.14 contrainte appliqué l'éprouvette du sol	20
Figure II.15 Etapes de l'essai triaxial représenté dans le plan de Mohr.	21
Figure II.16 Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb.22	
Figure II.17 Critère de Mohr-Coulomb obtenu après des essais consolidés-drainés.	24

Figure II.18 Critère de Mohr-Coulomb obtenu après des essais consolidés-non drainés.	24
Figure II.19 Enveloppe des cercles de Mohr obtenus par des essais non consolidés-non drainés.	25
Figure II.20 Essai de compression simple.	25
Figure III.1. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche	28
Figure III.2. Forces agissant sur la tranche.	28
Figure III.3. Hypothèse de Bishop.	29
Figure III.4. Forces agissent sur une tranche.	30
Figure IV.1. Butée de pied	32
Figure IV.2. Allègement en tête	33
Figure IV.3. La purge	33
Figure IV.4. Le reprofilage	34
Figure IV.5. Drainage des eaux de surface à l'aide d'un caniveau (Alpes-Maritimes)	36
Figure IV.6. Travaux de mise en place d'une tranchée drainante sur le glissement de Ciastel (Alpes-Maritimes)	36
Figure IV.7. Drain horizontal	37
Figure IV.8. Schémas de réalisation des drains verticaux	37
Figure IV.9. Puits drainant au niveau de site d'étude à Tifra	38
Figure IV.10. Galerie drainante	38
Figure IV.11. Mur en gabion à Tifra (Bejaia).	40
Figure IV.12. Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux	41
Figure IV.13. Vue d'un mur de soutènement en terre armée.	41
Figure IV.14. Schemas de principe de mise en oeuvre de laterre armée.	41
Figure IV.15. Techniques de renforcement des sols par nappes de géotextiles	42
Figure IV.16. Les géogrilles	43
Figure IV.17. Chantier expérimental Pneusol à Bou-Smail	43
Figure IV.18. Mur de soutènement en béton à Tifra (Bejaia).	44
Figure IV.19. Principe d'un ancrage à l'aide de tirants précontraints	44
Figure IV.20. Méthodologie d'exécution de paroi clouée	45
Figure IV.21. Clouage par des pieux.	46
Figure IV.22. Processus d'érosion	47
Figure IV.23. Protection végétale	47
Figure V.1. Situation administrative et géographique du site d'étude	52
Figure V.2. Carte géologique de la région de Bejaia 1/50000e (hallal 2016)	53
Figure V.3. Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000	54
Figure V.4. Coupe géologique du versant instable suivant l'axe du grand glissement.	54
Figure V.5. Formations géologiques observées dans la zone d'étude.	55

Figure VIII.11. Schémas de l'enrochement à réaliser.	82
Figure VIII.12. Exemple d'un seuil en gabion.....	83
Figure VIII.13. Stabilité du versant après confortement par une paroi clouée	84
Figure VIII.14. Etat statique paroi de pieux.....	85
Figure VIII.15. Schémas des solutions retenus.....	89
Figure VIII.16. Profil type des seuils en gabion : (a) gabion 01 ; (b) gabion 02.	90
Figure VIII.17. Profils en travers des seuils en gabion : (a) gabion 01 (b) gabion 02.	90
Figure VIII.18. Cas statique.....	92
Figure VIII.19. Cas pseudo statique Vérification de la stabilité interne	93
Figure VIII.20. Modèle éléments finis.....	93
Figure VIII.21. Présentation des contraintes verticales géostatique.....	95
Figure VIII.22. Distribution des contraintes verticales après renforcement par pieux. ..	95
Figure VIII.23. Champs de vecteurs de déplacement après renforcement	96
Figure VIII.24. Digramme des efforts internes dans le pieu	96
Figure VIII.25. Schéma du ferrailage type du pieu.....	98
Figure VIII.26. Coupe de la solution générale de confortement.	99
Figure IX.1. Etapes de suivi de glissement de terrain	102
Figure IX.2. Limites des glissements de terrain et localisation des forages inclinométriques et des stations GPS.	104
Figure IX.3. Bâtiment gravement endommagé (a); retrait d'un passage supérieur pour piétons de l'autoroute (b).....	105
Figure IX.4 Déplacements horizontaux des stations GPS permanentes.....	106
Figure IX.5 Déplacements horizontaux et verticaux de la station permanente F3	106
Figure IX .6 Les schémas utilisés pour comparer le déplacement du GPS (point P') et déplacement superficiel cumulé de l'inclinomètre (point P)	106
Figure IX.7 Comparaison entre les déplacements évalués par les inclinomètres et GPS aux points P et P0 définis dans la figure.	107
Figure IX.8 Les déplacements à 0,25 m de profondeur évalués par les différents instruments : glissement de terrain A (a), glissement de terrain B (b)	107
Figure IX.9 Comparaison entre la station GPS non permanente CS06 et les déplacements de l'inclinomètre I6 de surface cumulés à partir de 40 m de profondeur. Sur fin 2008, le boîtier n'était plus accessible.....	107
Figure IX.10 Déplacements sur les surfaces de glissement contre le temps pour les deux glissements de terrain.	107
Figure IX .11 (a) Schéma d'installation des sondes fixées en place en I9; Incrément d'angle par rapport à la verticale pour les trois sondes fixes en place(b); et par les trois sondes fixes en place (c); profils azimuthaux et azimuth contre le temps de la sonde centrale (d).....	108
Figure IX.12 Coupe longitudinale B' B “ de glissement de terrain B avec profils d'inclinomètre (a) ; Les déplacements en I9 à 25 m de profondeur obtenus par différents instruments et déplacements en I8 à 37 m de profondeur multiplié par 2 (b).	109

Figure IX.13 surveillance du glissement de terrain de la Médaille à Fort de Grance (Martinique) au moyen d'un tachéomètre (photo de gauche). La détection d'une instabilité entraîne l'activation d'un feu rouge qui stoppe la circulation sur cette portion de la route (photo droite)	111
Figure IX.14 schémas de principe du dispositif d'alerte à câble et détail du contacteur.	111
Figure IX.15 Dispositif d'alerte à câble installé sur un talus en Alsace.....	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Classification selon la profondeur de la surface de glissement (En mètres sous la surface du sol).	10
Tableau I. 2. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement)	10
Tableau II.1. Synthèse sur les propriétés mécaniques des sols	26
Tableau II.2. Synthèse sur les propriétés mécaniques des sols	26
Tableau III.1. Les formules de coefficient de sécurité	27
Tableau III.2 : Considération d'équilibre de force et des moments selon les différentes méthodes.....	30
Tableau III.3 : Considération des efforts inter-tranches verticaux et horizontaux selon les différentes méthodes.....	31
Tableaux IV.1 différentes techniques de stabilisation par terrassement des glissements de terrains	34
Tableaux IV.2 différentes techniques de stabilisation des glissements de terrains (Dispositifs de drainage)	38
Tableaux IV.3 Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrains (éléments résistants)	46
Tableau VIII.1. Caractéristiques drainées (ϕ' , C') en fonction de PI	75
Tableau VIII.2. Caractéristiques à court terme (C_u ; ϕ_u) en fonction de PI	75
Tableau VIII.3. Résultats des corrélations	76
Tableau VIII.4. La cohésion (c_R') et l'angle de frottement interne (ϕ_R') de la couche marne argileuse.....	79
Tableau VIII.5 Caractéristiques des formations	79
Tableau VIII.6. Résultats de l'analyse à rebours	80
Tableau VIII.7 pré dimensionnement du mur de soutènement.....	81
Tableau VIII.8.Coefficient de sécurité de la paroi clouée.....	84
Tableau VIII.9. Coefficient de sécurité de la paroi de pieux	86
Tableau VIII.10. Le cout de la solution N°01	86
Tableau VIII.11. Le cout de la solution N°02	86
Tableau VIII.12. Le cout de la solution paroi clouée.	87
Tableau VIII.13. Le cout de la solution paroi de pieux.....	87
Tableau VIII.14. Analyse multicritère.....	88
Tableau VIII.15. Les données du calcul.....	91
Tableau VIII.16. Calcul de stabilité au glissement des deux seuils en gabions.	91
Tableau VIII.17. Calcul de stabilité au renversement des deux seuils en gabions.....	92

Tableau VIII.18. Coefficient rhéologique.....	94
Tableau VIII.19. Résultat des corrélations.....	94
Tableau VIII.20. Caractéristiques géomécaniques des matériaux	94
Tableau VIII.21. Armatures longitudinales et transversale	97
Tableau VIII.22. Les données de calcul.....	98
Tableau VIII.23. Ferrailage des pieux (calcul manuel).....	98
Tableau VIII.24. Ferrailage de la poutre de couronnement (calcul manuel).....	98
Tableau VIII.25. Ferrailage des pieux (robot expert)	98
Tableau IX.1. Instrumentation de suivi des grands glissements de terrain.....	103

PRINCIPAUX SYMBOLES

Lettres latines

A_s : section d'armature

c : cohésion

c' : cohésion effective

CD: consolidé-drainé

CD+U: consolidé drainné avec mesure de la pression interstitielle

C_R : cohésion résiduelle

CU: consolidé non drainé

E: module d'élasticité

EM: module pressiométrique

E_{motr} : forces motrices

$E_{résist}$: forces résistantes

f_{bc} : résistance limite du béton

fc_{28} : résistance de compression du béton à 28 jours

FP: forage pressiométrique,

F_s : coefficient de sécurité

H_{max} : hauteur maximale

I: inclinometre, :moment d'inertie

I_c : indice de consistance

INC: sondage inclinométrique

I_p : indice de plasticité

M_{motr} : moments moteurs

$M_{résis}$: moments résistants

P: pression d'eau

P_f : pression de fluage

Pl: pression limite

q: contrainte d'intensité

SC: sondage carotté

T: force de cisaillement

ts: espacement des armatures transversales

U: pression d'eau interstitielle

UU: non consolidé non drainé

w: teneur en eau naturelle

W: poids

Wl: limite de liquidité

Wp: limite de plasticité

Lettres grecques

Δl : *deplacement relatif.*

\emptyset : *diametre.*

γ : *poids volumique.*

σ : *contrainte normale.*

σ_v : *contrainte verticale.*

σ_H : *contrainte horizontale.*

σ' : *contrainte effective.*

τ : *contrainte tangentielle.*

τ_{max} : *contrainte maximale.*

τ_r : *contrainte tangentielle à l'état de rupture.*

ϕ : *angle de frottement.*

ϕ' : *angle de frottement effective.*

ϕ_R : *angle de frottement résiduelle.*

ϕ_u : *angle de frottement non drainée.*

σ_r : *contrainte normale à l'état de rupture.*

Θ : *angle d'orientation théta.*

ν : *coefficient de poisson.*

Abreviations

APD : *Avant Projet Définitif.*

APS : *Avant Projet Sommaire.*

AVP : *Avant Projet.*

B.A.E.L : *Beton Armé aux Etats Limites.*

CW : *Chemin de Wilaya.*

bet : *Bureau D'Etude.*

ELU : *Etat Limite Ultime .*

EN : *Norme Européenne.*

ENSTP : *Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics .*

GNSS : *Global Navigation Satellite System.*

GPS : *Global Positioning System.*

HA : *Haute Adhérence.*

HT : *Hors Taxes .*

IMSRN : *Ingenierie Des Mouvements du Sol et des Risques Naturels.*

LMTPB : *Laboratoire de la Metidja des Travaux Publics et Batiment.*

MEF : *Méthode des Elements Finis.*

mod : *modifié.*

PVC : *Poly Chlorure de Vinyle .*

RN : *Route Nationale.*

TTC : *Toutes Taxes Comprise.*

TVA : *Taxes sur la Valeur Ajouté.*

INTRODUCTION GENERALE

Le sol sous nos pieds n'est pas toujours aussi stable qu'il ne paraît. Les glissements de terrain modifient en permanence le relief de notre planète, un phénomène naturel certes mais l'homme en est pour quelque chose dans certains cas entraînant des milliers de victimes.

La science cherche une clef afin de venir à bout de ce problème, mais si nous voulons nous protéger sur cette planète en perpétuel mouvement, il faut d'abord comprendre ce qui déclenche les glissements de terrain.

C'est une question complexe qui fait intervenir plusieurs facteurs ; la nature de la géologie terrestre, la force destructive de l'eau et enfin la gravité.


Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé à la commune de TIFRA wilaya de Bejaia.

Le mémoire est divisé en deux parties :

La première partie est dédiée à l'étude théorique en mettant l'accent sur : les généralités sur des glissements de terrain, principales causes d'un glissement de terrain, méthodologie de l'étude de glissement, méthodes de calcul de la stabilité des talus, et les méthodes de confortement.

La deuxième partie quant à elle concernera la présentation du site d'étude, l'investigation géotechnique et le calcul de stabilité puis l'étude de confortement.

Enfin, parfois les travaux de confortement ne peuvent pas traiter les grands glissements de terrain, une solution efficace pour gérer le risque consiste à déployer un système de surveillance (monitoring) ce qui est l'objet du thème du dernier chapitre (chapitre de master) en s'appuyant sur un cas de système de surveillance (monitoring).



PARTIE N°1
SYNTHESE
BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

I.1. INTRODUCTION

L'expression "mouvement de terrain" regroupe des phénomènes très variés tels que: Éboulements, écroulements, chute de pierres et de blocs, coulées boueuses, glissement, etc. (Hallal, 2016) [6].

Ce premier chapitre concerne les mouvements de terrain, leurs types et leurs causes.

I.2. PRINCIPAUX TYPES DE MOUVEMENTS DE TERRAIN ET LEURS CAUSES

Les mouvements de terrain recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs, comme l'érosion, la dissolution, types de matériaux (argiles, roche, remblais,...), déformation et rupture sous charge statique ou dynamique, et structure géologique...

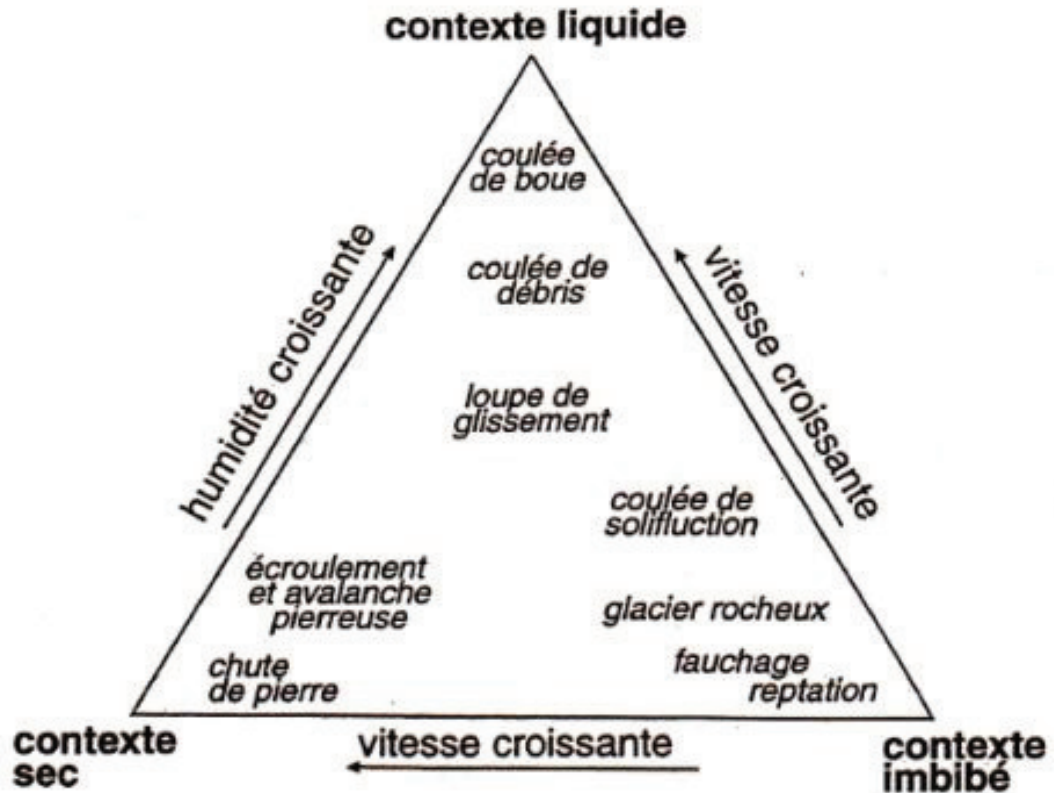


Figure I.1. Grands types de mouvement de terrain en fonction de l'humidité [S2].

I.2.1. Les écoulements, les éboulements et les chutes de pierres et blocs

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres, de blocs ou des éboulements en masse. Ces blocs isolés rebondissent ou rouent sur le versant. Dans le cas des éboulements en masse, un volume de roches s'écoule à grande vitesse sur une très grande distance. La forte interaction entre les éléments rend la prévision de leur trajectoire complexe [4].



Figure I.2. Exemple d'éboulement en amont de l'ancienne RN°9, Aokas [S13]



Figure I.3. Exemple de chute de blocs à partir des falaises calcaires en amont de la RN°9, Aokas, 2015[S13]



Figure I.4. Exemple d'écroulement de falaise calcaire à l'ouest du tunnel routière de Cap Aokas [S1]

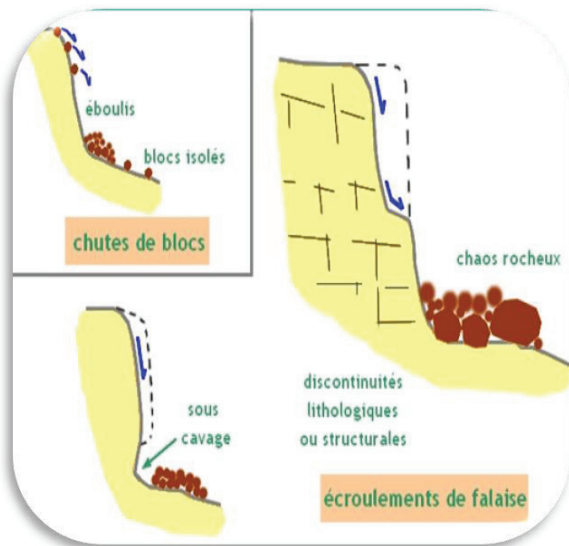


Figure I.5. Schémas des écoulements et des chutes de pierres [S1]

I.2.1.1. Causes des éboulements

Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs sont généralement d'origine naturelle, mais peuvent être également favorisés par l'activité de l'homme. On résume les cas les plus importants. [4]

a. Paramètres naturels

- **Géologie**

Le pendage des couches géologiques, leur état de fracturation, d'altération et leur perméabilité conditionnent l'occurrence, l'intensité des chutes de blocs et des éboulements.

- **Hydrogéologie**

La circulation et la rétention d'eau au sein des massifs rocheux entraînent des phénomènes d'érosion et d'altération et une augmentation des pressions interstitielles.

L'alternance du gel et dégel de l'eau contenue dans les terrains participe également à cette altération.

- **Les séismes**

Les séismes font vibrer les massifs rocheux et peuvent être à l'origine de chutes de blocs ou d'éboulements.

b. Paramètres humains

- **La modification de l'hydrologie**

Le développement des activités humaines (habitations, parkings, voiries, etc.) entraîne une imperméabilisation du sol qui peut conduire à une concentration des écoulements d'eau dans des zones sensibles. Les rejets d'eau ou la rupture de canalisations d'eau dans ces zones constituent des facteurs aggravants.

- **L'influence des travaux**

Les travaux d'aménagement peuvent entraîner un raidissement de la pente et occasionner des chutes de pierres. Dans le cas de l'utilisation d'explosifs, les vibrations peuvent déstabiliser des ensembles de blocs.

I.2.2. Les affaissements et les effondrements

Les affaissements et les effondrements sont liés à la présence de cavités souterraines d'origine naturelle ou humaine.

Les affaissement sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture (Benson et al., 2003)[2].

Les effondrements résultent de la rupture des appuis ou de partie supérieure d'une cavité souterraine. Cette rupture se regroupe jusqu'en surface de manière plus en moins brutale créant un fontis, excavation grossièrement cylindrique, dont le diamètre est généralement inférieur à une dizaine de mètres. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de taille et de la profondeur de la cavité et du mode de rupture. Dans quelques cas rares, l'effondrement en chaîne des appuis d'une cavité entraîne une déformation de la surface sur plusieurs hectares. Il s'agit des phénomènes d'effondrement généralisé (Anthony et Dolique., 2006) [1].

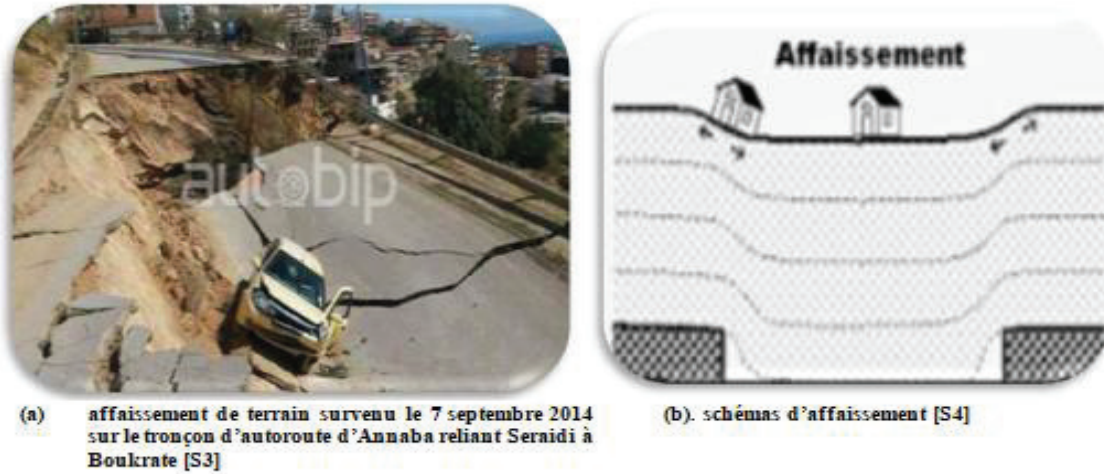


Figure I.6. Exemple d'affaissement

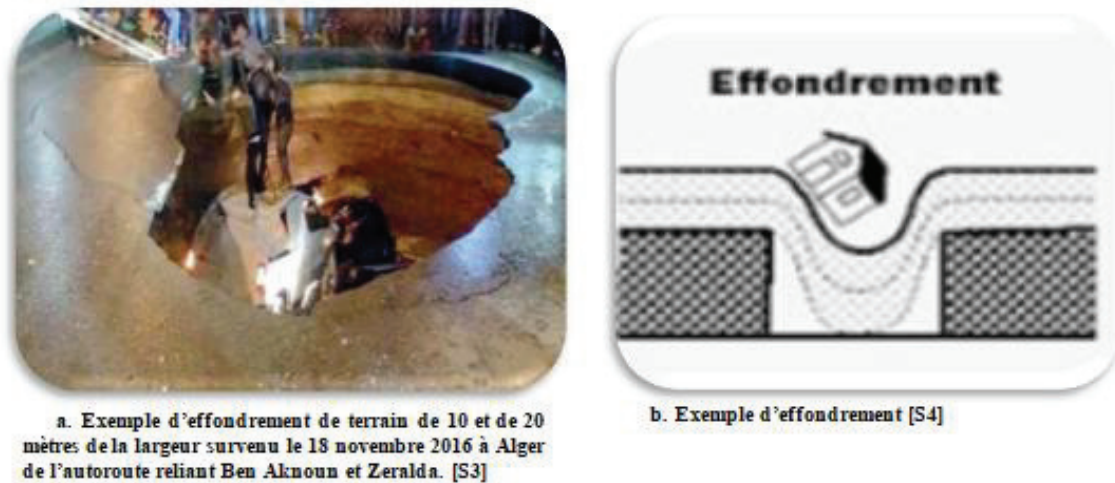


Figure I.7. Exemple d'effondrement

I.2.2.1. Les causes des affaissements et des effondrements

Les affaissements et les effondrements trouvent leur origine dans des paramètres naturels ou dans des activités passées d'extraction de matériaux dans le sous sol. Les causes les plus importantes sont illustrées dans les rubriques ci-dessous (Benson et al ., 2003 ;Anthony et Dolique,.2006) [2,1]:

a. Les paramètres naturels

- **La géologie et l'hydrogéologie**

Les circulations d'eau souterraine peuvent dissoudre des matériaux solubles comme le calcaire (formation de réseaux karstiques) ou le gypse et entraîner la formation de cavités. Ce phénomène est relativement lent dans les sols calcaires, mais rapide dans les terrains salins et gypseux.

b. Les paramètres anthropiques

L'extraction souterraine de matériaux destiné essentiellement à la construction (carrières) et la nécessité qu'a eu l'homme de se protéger sous la terre (sapes de guerre, refuges, habitats troglodytes), ont laissé de nombreux vides souvent totalement inconnus ou oubliés par la mémoire collective. Ces cavités abandonnées sont assimilées à un risque naturel.

I.2.3. Les glissements de terrain

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie du mètre à quelque dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre quelques décimètres par an. Lorsqu'il y'a rupture, les terrains peuvent glisser très rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau (Sidle et Ochiali., 2006) [11].

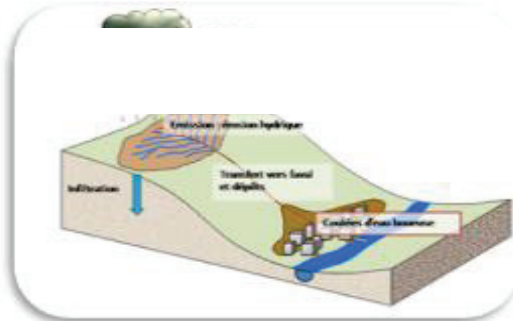
D'autres phénomènes assimilés (Clague et Stead., 2012) [3]

➤ Les coulées boueuses

Se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide. Elles constituent le type de glissement le plus liquide. Dans les régions montagneuses, elles sont souvent provoquées par des pluies torrentielles. Elles peuvent atteindre une vitesse de 90 km/h.



a. La coulée boueuse d'Illiten (Tizi-Ouzou) 2012/2013 [S4].



b. Schémas de coulée boueuse [S7].

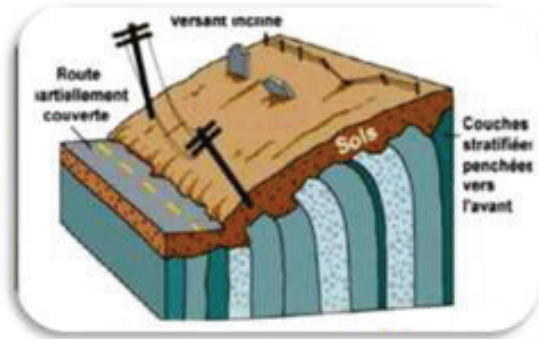
Figure. I.8 Exemple de coulée boueuse

➤ **Le fluage et solifluxion**

Le fluage est un mouvement lent et irrégulier sur les pentes faibles. Il affecte certaines roches et essentiellement les argiles et entraîne des tassements locaux.



a. fluage RN11 Cherchell. [S4]



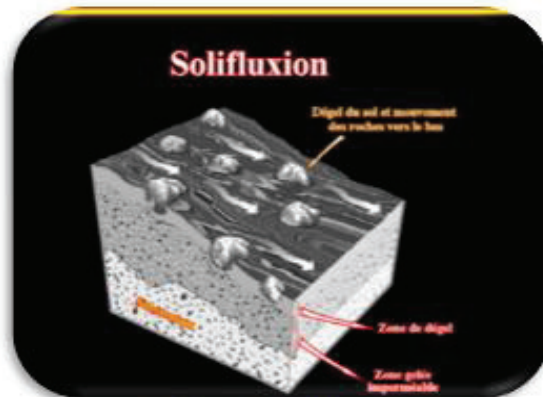
b. Schémas de fluage [S4]

Figure I.9 Exemple de fluage

De même la solifluxion est un phénomène des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle est due à l'alternance gel/dégel, au passage d'animaux, à l'action des racines.



a. Photo de solifluxion [S6]



b. schémas de solifluxion [S5]

Figure I.10 Exemple de solifluxion

I.2.3.1. Classification des glissements de terrain

Les glissements de terrain se différencient aussi par :

a. La forme des surfaces de rupture.

La forme des surfaces de ruptures observées permet de classer les glissements de terrains en trois catégories :

❖ Le glissement plan

La ligne de rupture est en général plane. Elle est constituée par une couche mince de mauvaises caractéristiques appelée «couche savonneuse». Le glissement est dans ce cas accéléré par l'action de l'eau.

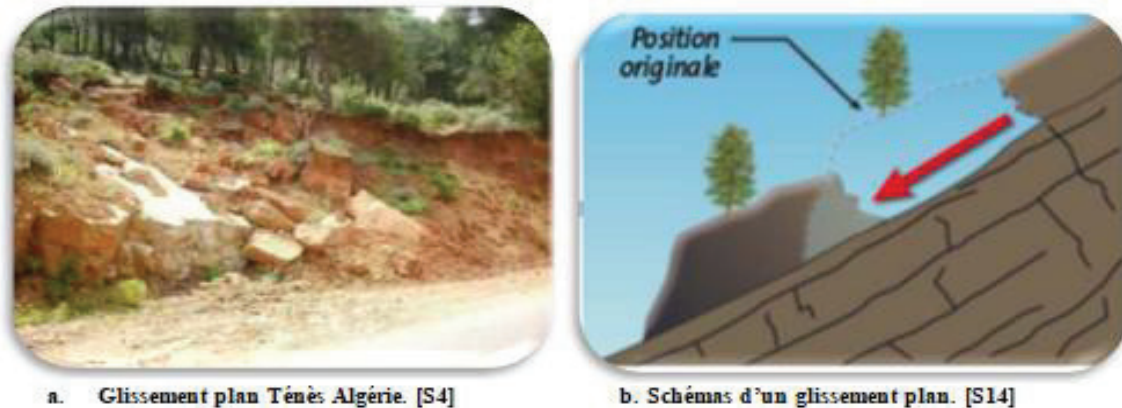


Figure I.11 Exemple d'un glissement plan

❖ Le glissement rotationnel simple :

Les surfaces de rupture sont plus souvent des cylindres à section circulaire. Elles ont une forme semblable à celle d'une cuillère.



Figure I.12 Exemple d'un glissement rotationnel simple

❖ **Le glissement rotationnel complexe :**

Ce sont des glissements multiples successifs emboîtés les uns dans les autres.



a. Glissement rotationnel multiple en bordure de la rivière Chicoutimi Complexe [S9]



b. schémas d'un glissement rotationnel complexe [S4]

Figure I.13 Exemple d'un glissement rotationnel complexe

b. Profondeur de glissement :

Le tableau suivant présente les différentes valeurs de Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Tableau I.1 Classification selon la profondeur de la surface de glissement (En mètres sous la surface du sol). [5]

Glissement	Profondeur de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi profond	2-10 m
Profond	>10 m

c. Vitesse moyenne de glissement de terrain

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Tableau I. 2. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) [5].

Glissement	Vitesse de Glissement
Très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

I.2.3.1. Causes de glissement de terrain

Les glissements de terrain trouvent leur origine dans des phénomènes naturels et peuvent être favorisés par l'activité de l'homme. Les causes les plus courantes sont regroupées dans les rubriques ci-dessous (Sidle et Ochiani., 2006 ; Clague et Stead., 2012) [10,3]:

a. Paramètres naturels (facteurs passifs)

- **la géologie**

Les caractéristiques mécaniques d'un matériau, sa perméabilité, son état d'altération conditionnent la pente limite d'équilibre et l'occurrence du mouvement.

- **La géomorphologie**

L'importance de la pente de terrain influence le développement de certains types de glissement. Une pente faible sera suffisante pour déclencher des phénomènes de solifluxion ou de fluage.

- **La végétation**

La couverture végétale joue un rôle dans la stabilité des glissements de terrain très superficiels ; cette couverture végétale peut avoir un effet bénéfique ou néfaste selon les cas. Ainsi, les racines des végétaux renforcent la cohésion des sols mais, en cas de vent, l'effet de levier peut déraciner les arbres, ouvrant ainsi des brèches dans le sol et favorisant les infiltrations d'eau.

- **L'hydrogéologie**

Les infiltrations et les circulations d'eau dans le sol contribuent largement au déclenchement des glissements de terrain en modifiant les caractéristiques des matériaux et en entraînant une pression interstitielle dans le sol.

- **Les séismes**

La mise en vibration des éléments du sol peut être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

b. les paramètres anthropiques

- **la modification de l'hydrologie**

La modification des apports en eau par une activité humaine peut créer ou aggraver le risque.

- **L'influence des travaux**

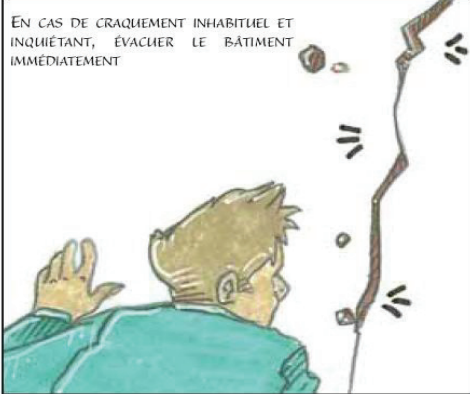
Les opérations de terrassement, lors des chantiers de construction, peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou augmenter la pente composée de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie.

De même, une opération de remblaiement en partie supérieure d'un versant engendre une surcharge qui peut déclencher ou aggraver un glissement.

I.3. LES CONSIGNES EN CAS DE MOUVEMENT DE TERRAIN


AVANT

EN CAS DE CRAQUEMENT INHABITUEL ET INQUIÉTANT, ÉVACUER LE BÂTIMENT IMMÉDIATEMENT

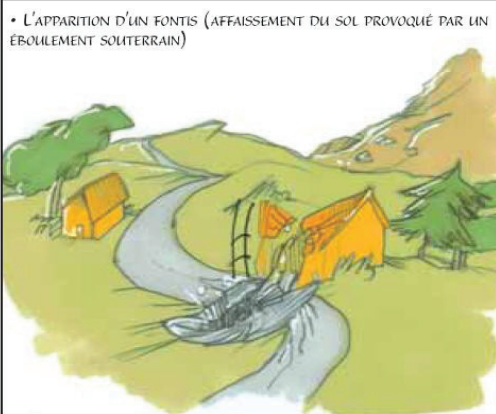


SIGNALER À LA MAIRIE :

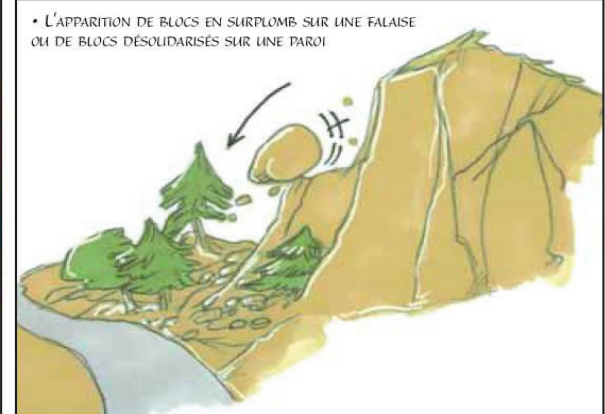
- L'APPARITION DE FISSURES DANS LE SOL
- LES MODIFICATIONS APPARAISSANT DANS LES CONSTRUCTIONS : MURS DE SOUTÈNEMENT PRÉSENTANT UN « VENTRE », ÉCOULEMENT ANORMAL D'EAU, CRAQUEMENTS DANS UNE HABITATION, FISSURES IMPORTANTES DE FAÇADES, CLOISONS ET PLAFONDS, PORTES ET FENÊTRES QUI NE S'OUVRENT OU NE SE FERMENT PLUS




- L'APPARITION D'UN FONTIS (AFFAISSEMENT DU SOL PROVOQUÉ PAR UN ÉBOULEMENT SOUTERRAIN)



- L'APPARITION DE BLOCS EN SURPLOMB SUR UNE FALAISE OU DE BLOCS DÉSOLIDARISÉS SUR UNE PAROI



PENDANT



ÉVACUER LES BÂTIMENTS (SANS UTILISER LES ASCENSEURS), S'ÉLOIGNER DE LA ZONE DANGÉREUSE

APRÈS

- NE PAS ENTRER DANS UN BÂTIMENT ENDOMMAGÉ
- INFORMER LES AUTORITÉS : (POMPIERS : 18 OU 112, MAIRIE)

Figure I.14. Les consignes en cas de mouvement de terrain [7]

I.4. CONCLUSION

Les glissements de talus sont considérés comme aléa naturel très répandu dans le monde car dont les effets peuvent être dévastateurs en termes de dégâts humains et matériels.

Pour cela, il faut prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements.

CHAPITRE II

II.1. INTRODUCTION

L'étude de la résistance au cisaillement d'un sol constitue un problème complexe de la mécanique des sols. La résistance au cisaillement dépend du type de sol rencontré, suivant qu'il est cohérent ou non, que le matériau est grossier ou fin.

Dans ce chapitre nous allons traiter la question de la rupture des sols.

II.2. NOTION ELEMENTAIRE SUR LA RUPTURE DE SOL

On peut identifier dans les sols trois principaux types de sollicitations : par traction, compression ou cisaillement. [S19]

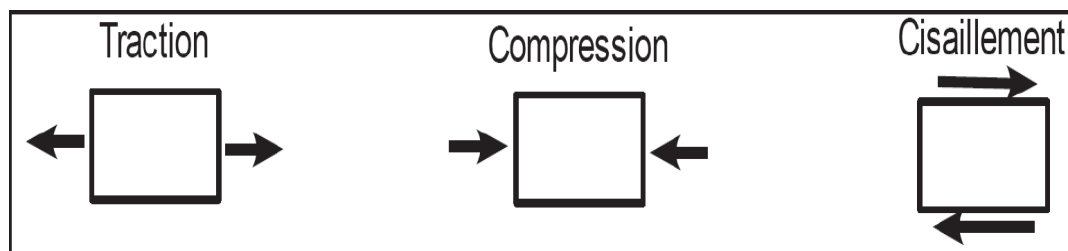


Figure II.1 Principaux types de sollicitation dans les sols [S19]

- ❖ Traction : étant donné que la cause principale de sollicitation dans les sols est la gravité terrestre, créant des efforts verticaux dirigés vers le bas, on comprend intuitivement que les contraintes de traction sont en générales absentes. De plus, la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle, on ne cherche donc pas en général à l'évaluer et on lui attribue par défaut une valeur nulle.
- ❖ Compression : les sols présentent en général une bonne résistance à la compression. Cette résistance à la compression n'est pas en général le critère dimensionnant des ouvrages.
- ❖ Cisaillement : la rupture d'un sol par cisaillement est en général provoquée avant que ne se produise sa rupture par contraintes de compression. Ainsi pour dimensionner des ouvrages de génie-civil (fondations...), il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement du sol, car s'il y a rupture ce sera suivant une sollicitation en cisaillement.

II.3. EXEMPLE DE RUPTURE

-Les glissements de terrain

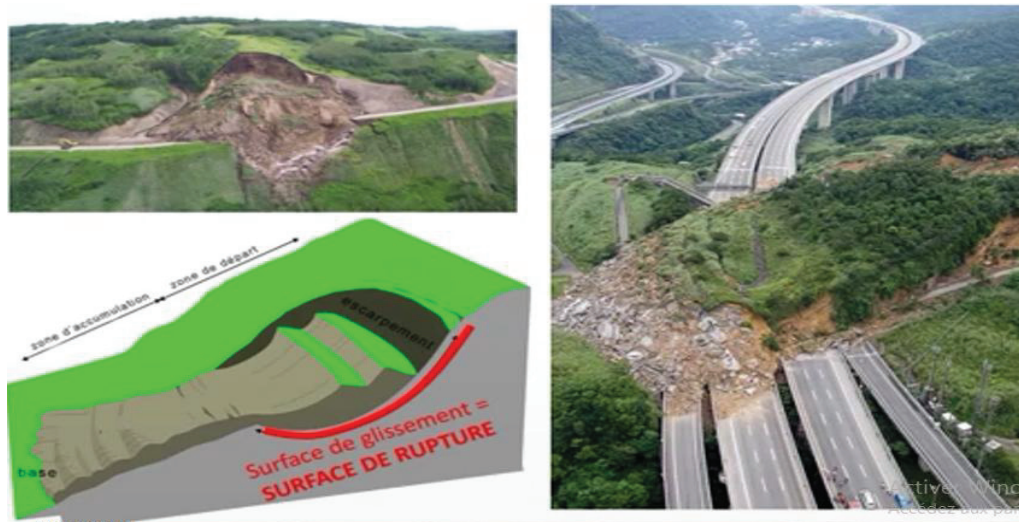


Figure II.2. Exemple de rupture (glissement de terrain) [S18].

- Défaut stabilité de pente



Figure II.3 Exemple de rupture (défaut de stabilité de pente) [S18].

- Effondrement



Figure II.4 Exemple de rupture (effondrement) [S18]

- Tassement de fondations

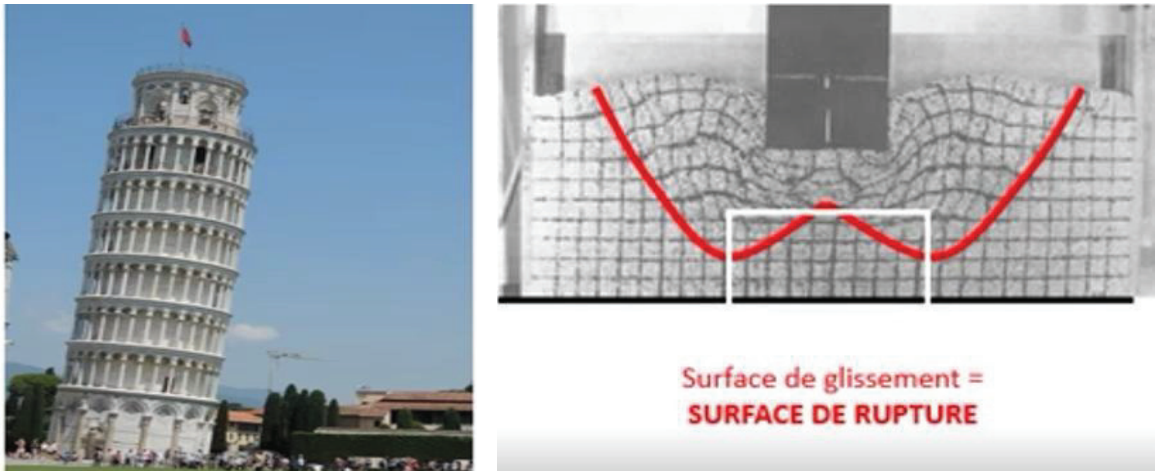


Figure II.5 Exemple de rupture (tassement différentiel sous une structure 'Tour de Pise') [S18].

La conception des différents ouvrages (fondations, talus, soutènement) est influencée par la résistance au cisaillement des terrains.

Cette conception doit conduire à éviter les ruptures ou les déformations trop importantes lorsque les ouvrages sont soumis à des charges maximales.

Il est donc important de connaître la résistance ultime ou limite des terrains.

II.4.CONTRAINTE DE CISAILLEMENT SUR UNE FACETTE D'ORIENTATION QUELCONQUE

Considérons un élément de sol tel que présenté sur la Figure II.6 sur lequel sont appliquées les contraintes σ_v et σ_H .

Pour que l'élément de sol soit à l'équilibre statique on doit appliquer un vecteur de contrainte qui se décompose en une composante σ , normale au plan, et une composante τ , tangente au plan.

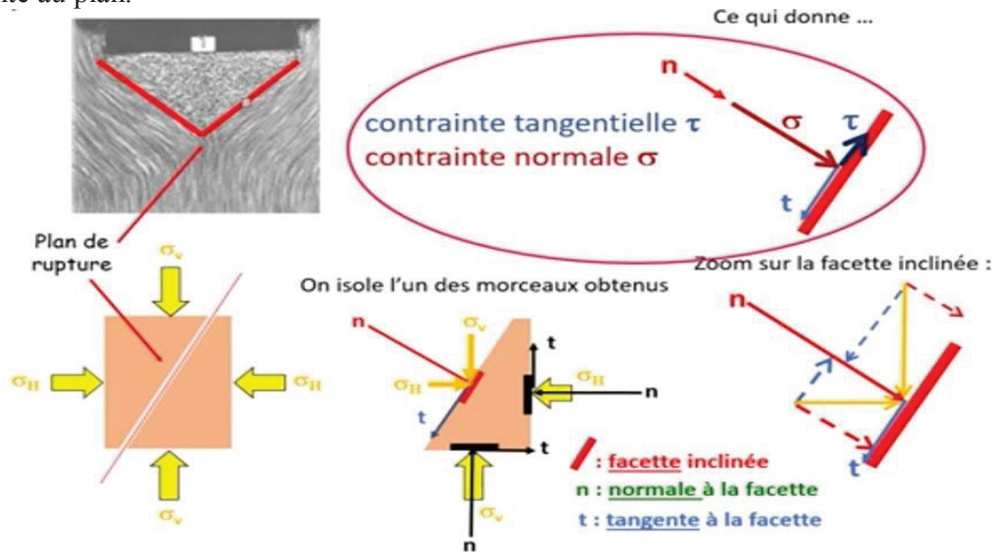


Figure II.6 Contraintes s'appliquant sur une facette [S18].

On se rend donc compte qu'en imposant uniquement des contraintes normales σ_v et σ_h à la frontière d'un échantillon de sol (parallélépipédique par exemple), il se développe au sein de l'échantillon, sur des facettes d'orientation quelconque, des contraintes de cisaillement τ qui vont conduire le matériau à la rupture.

II.5. CERCLE DE MOHR

Lorsque les contraintes σ_v et σ_h sont fixées, les valeurs des contraintes normale σ et tangentielle τ varie en fonction de l'orientation de la facette considérée. Dans le plan de Mohr, les différentes valeurs que peuvent prendre σ et τ , en fonction de l'orientation, décrivent un cercle que l'on appelle cercle de Mohr, tel que montré sur la figure II.7. La dimension du cercle de Mohr et sa position sur l'axe des abscisses dépend uniquement des contraintes principales majeure et mineure, σ_v et σ_h . [S19]

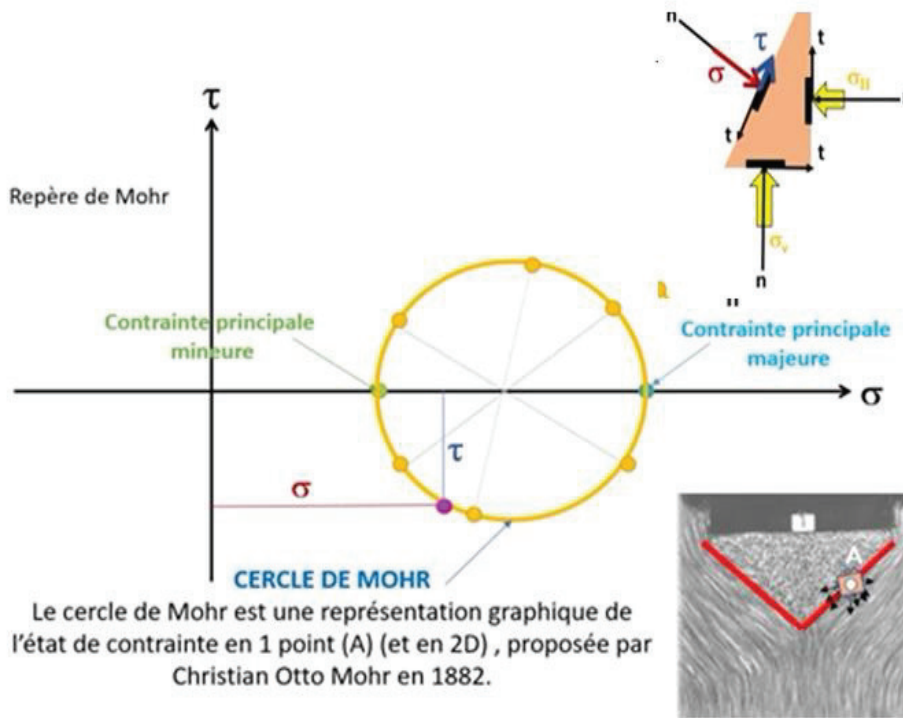


Figure II.7 Cercle de Mohr. [S18]

II.6. METHODE DES POLES

Si on connaît les valeurs les contraintes σ_v et σ_H , l'orientation de la facette, on en déduit facilement la position du point A sur le cercle dont les coordonnées correspondent aux contraintes σ et τ . La position du point A peut être trouvée :

- Graphiquement l'orientation Θ de la facette (l'angle au centre) mesure le double de l'angle interceptant le même arc, (voir l'exemple sur la figure II .8). [S19].

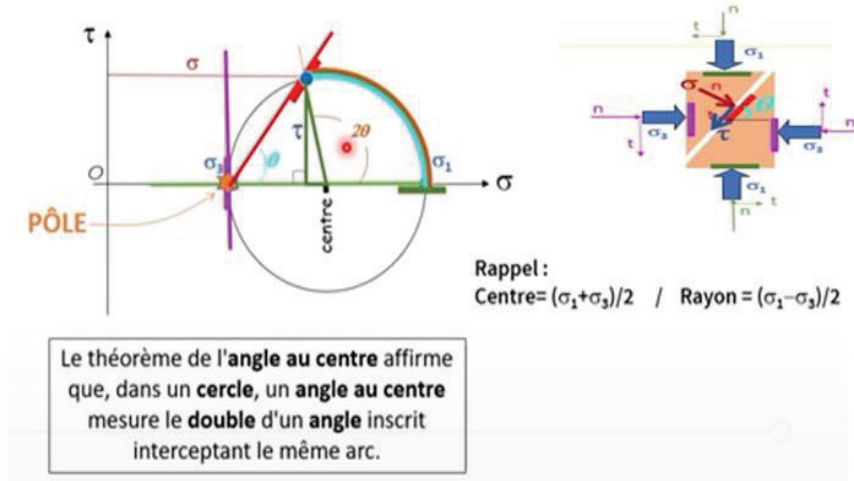


Figure II .8 Cercle de Mohr (méthode des pôles). [S18]

- Mathématiquement à l'aide des expressions suivantes :

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \text{ et } \sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \mp \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

II.7. ESSAI DE LABORATOIRE DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS [S19]

II.7.1. Essai de cisaillement à la boîte

II.7.1.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement suivant un plan imposé. L'éprouvette de sol est placée à l'intérieur de demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une force verticale N constante pendant toute la durée de l'essai (Fig. II.9).

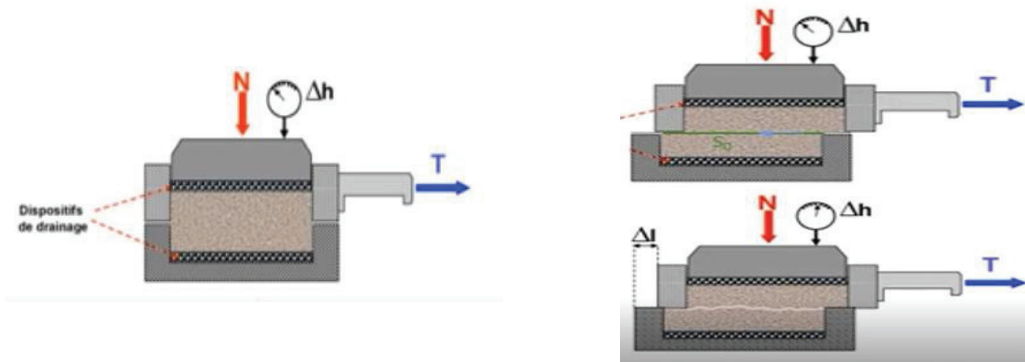


Figure II .9. Principe de l'essai de cisaillement direct. [S18]

Une demi-boite est entraînée horizontalement à vitesse constante pendant que l'autre est maintenue bloquée. À tout instant, on mesure la force de cisaillement T.

Un capteur de déplacement permet de déterminer le déplacement relatif Δl des deux demi-boîtes.

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = \frac{N}{S_0} \text{ et } \tau = \frac{T}{S_0}$$

Où S_0 est la section corrigée de l'éprouvette (cette section variant en fonction du déplacement relatif Δl).

L'essai consiste à faire croître T (et donc τ) jusqu'à la rupture de l'éprouvette de sol, N étant maintenu constant (σ est donc à peu près constante) au cours de l'essai.

II.7.1.2. Critère de rupture de Mohr-Coulomb

La figure (II.10) présente l'évolution de la contrainte de cisaillement au cours de plusieurs essais. La contrainte de cisaillement à la rupture τ_r correspond au pic de τ (contrainte de cisaillement maximum supportée par le sol).

On remarque que la valeur de τ_r n'est pas unique mais dépend de la valeur de la contrainte normale σ (τ_r augmente avec σ_r).

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de la contrainte normale exercée sur le plan de cisaillement.

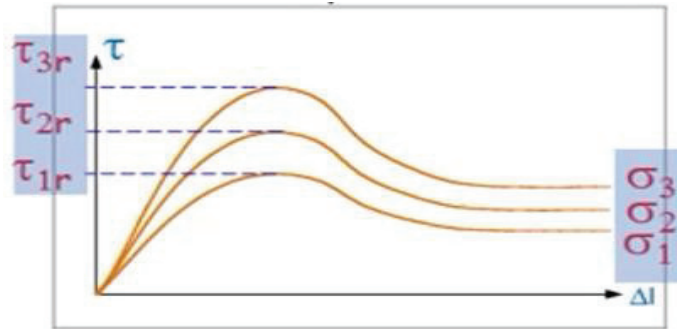


Figure II .10 Courbes contrainte -déplacement. [S18]

Le plan de Mohr est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses (σ) représente la contrainte normale exercée sur la facette alors que l'axe des ordonnées (τ) représente la contrainte de cisaillement.

Chacun des états de rupture d'un sol, caractérisé par un couple (σ_r) et (τ_r), peut être représenté par un point sur le plan de Mohr.

La figure (II.11) montre les points atteints à la rupture pour trois contraintes normales (σ_r) différentes.

On remarque que les points sont à peu près alignés suivant une droite. Cette droite représente l'ensemble des états de rupture. Elle sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- le domaine sous cette droite représente l'ensemble des états de contrainte que peut supporter le sol,
- le domaine au-dessus de la droite représente l'ensemble des états de contrainte qui ne peuvent pas être atteints avec le sol considéré (il y a rupture avant de pouvoir les atteindre).

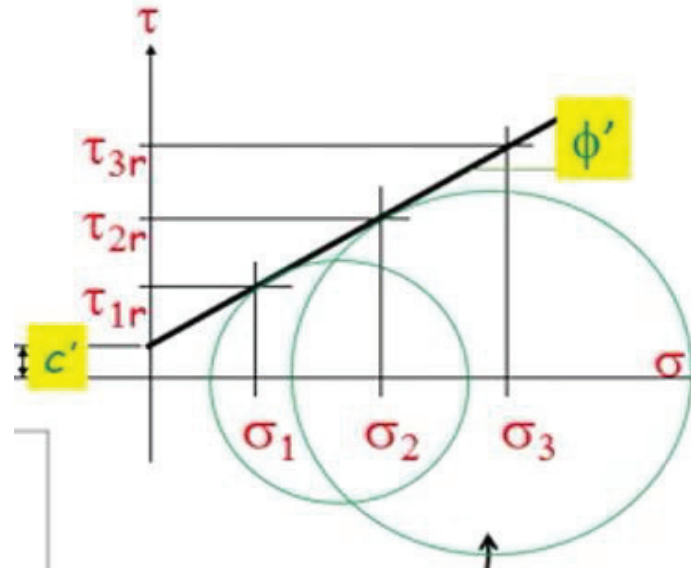


Figure II .11 Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan de Mohr. [S18]

On appelle la droite représentant l'ensemble des états de rupture le Critère de Mohr-Coulomb.

Ce critère est défini par l'équation :

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi$$

ϕ est l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré.

L'angle de frottement traduit le lien entre la contrainte normale appliquée et la résistance au cisaillement.

c est appelée la cohésion et a la dimension d'une contrainte. Elle correspond à la résistance au cisaillement pour une contrainte normale nulle. La cohésion traduit un « effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec ou saturé et les argiles normalement consolidées.

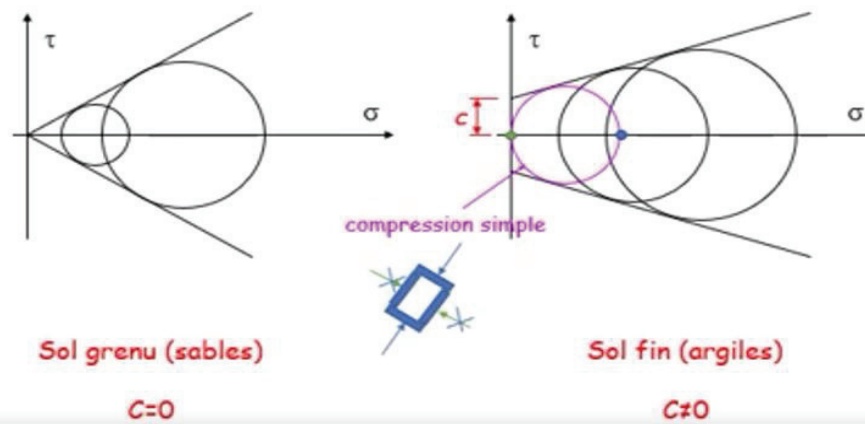


Figure II.12. Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan de Mohr (sol grenu et sol fin). [S18]

Ainsi, si l'on connaît les valeurs des paramètres de résistance mécanique ϕ et c d'un sol donné, on peut facilement savoir si un état de contrainte défini par σ' et τ provoquera la rupture, ou non, de ce sol.

La boîte de cisaillement direct est simple et rapide à mettre en œuvre, cependant elle ne permet pas un contrôle correct des conditions de drainage du sol, ainsi qu'une maîtrise précise de l'état de contrainte (il y a une concentration de contraintes aux extrémités de la boîte).

L'appareil triaxial décrit ci-après permet d'éviter ces inconvénients.

II.7.2. Essai triaxial

II.7.2.1. Principe de l'essai triaxial

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé de section S . L'éprouvette est entourée d'une membrane étanche en caoutchouc ou latex, le tout placé dans une cellule cylindrique remplie d'eau. Des pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette et reliée à un système de drainage permettant à l'eau interstitielle d'entrer ou de sortir de l'éprouvette de sol. Ces pierres poreuses peuvent également être reliées à un appareil de mesure de pression interstitielle. Un piston permet de comprimer l'éprouvette dans la direction verticale avec une force P .

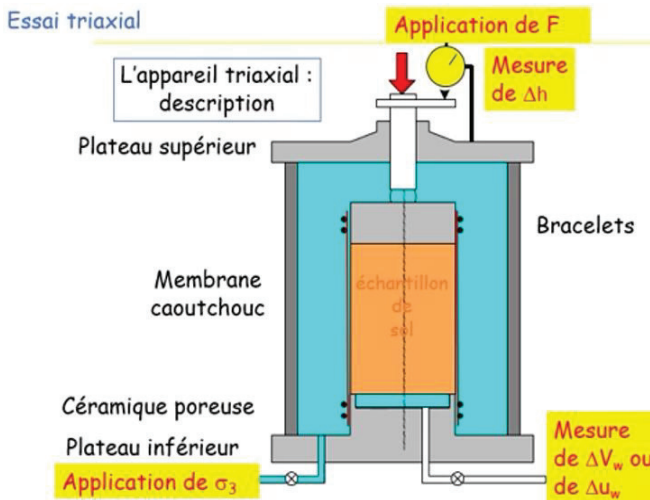


Figure II.13 Cellule triaxiale [S18]

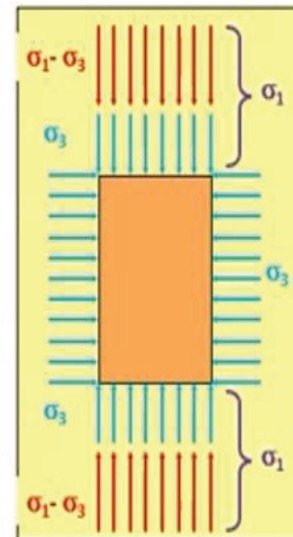


Figure II.14 Contrainte appliqué à l'éprouvette du sol

- Le contrôle de la pression d'eau dans la cellule permet d'imposer directement la contrainte horizontale (ou radiale) totale σ_3 à l'échantillon, (cette pression étant appliquée grâce à de l'eau, elle agit également dans le sens vertical, Figure II.14).
- Dans la direction verticale agit la pression d'eau dans la cellule plus une contrainte d'intensité $q = P/S$ créée par le piston et appelée déviateur. La contrainte verticale totale est donc égale à $\sigma_1 = \sigma_3 + q$
- Finalement on peut imposer et/ou mesurer la pression d'eau interstitielle U dans l'éprouvette de sol.

L'essai comporte deux étapes (que l'on peut suivre sur la figure II.15 si l'on se réfère au plan de Mohr) :

- **une première étape de compression isotrope**

Le piston n'est pas utilisé (donc $q = 0$), seule la pression d'eau dans la cellule est augmentée. Il y a donc accroissement des contraintes $\sigma_1 = \sigma_3$ jusqu'à une valeur donnée (on remarque dans ce cas que quelque soit l'orientation Θ de la facette considérée la contrainte de cisaillement τ est toujours nulle).

- **une deuxième étape de cisaillement,**

Durant laquelle on fait croître, avec le piston, la valeur du déviateur q et donc la valeur de σ_1 (σ_3 est maintenu constant). Cela va donner naissance à des contraintes de cisaillement τ sur des facettes d'orientation quelconque. La valeur de q est augmentée jusqu'à un maximum correspondant à la rupture en cisaillement du sol.

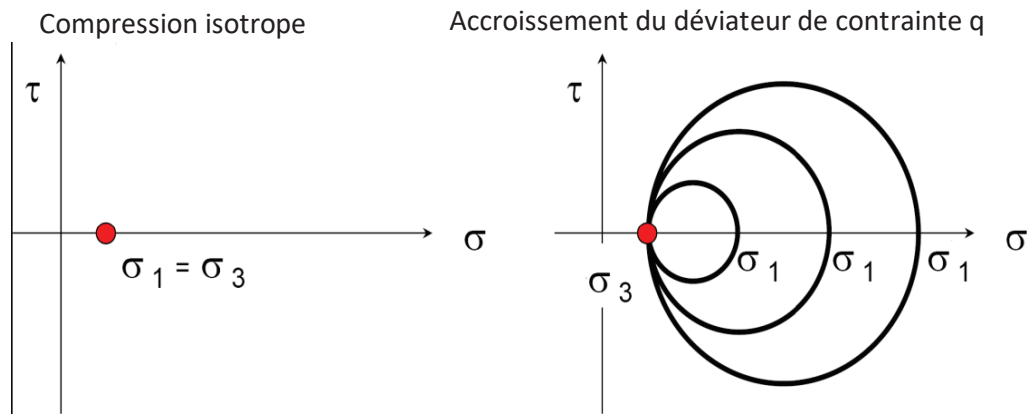


Figure II.15 Etapes de l'essai triaxial représenté dans le plan de Mohr. [S19]

II.7.2.2. Principe Critère de Mohr-Coulomb

Lors de l'accroissement du déviateur de contrainte q , la contrainte σ_1 augmente ainsi que la taille du cercle de Mohr, correspondant à une augmentation des contraintes de cisaillement.

Le cercle de Mohr augmente jusqu'à une taille maximale correspondant à l'état de rupture du sol (figure. II.16).

En réalisant des essais triaxiaux pour différentes valeurs de contrainte σ_3 , on obtient à la rupture, des cercles de Mohr de diamètre d'autant plus grand que la valeur de σ_3 est élevée.

En effet, plus σ_3 est important, plus la contrainte normale sur les plans de cisaillement est importante et plus le sol résistera à une contrainte de cisaillement élevée.

L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est assez bien approximée par une droite tangente à chacun des cercles de Mohr (voir la figure II.16). Cette droite est le critère de rupture de Mohr-Coulomb (que nous avons déjà vu lors de l'essai à la boîte de cisaillement) défini par la relation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Cette droite sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- le domaine sous cette droite représente l'ensemble des états de contrainte que peut « supporter » le sol,
- le domaine au-dessus de la droite représente l'ensemble des états de contrainte qui ne peuvent pas être atteints avec le sol considéré (il y a rupture avant de pouvoir les atteindre).

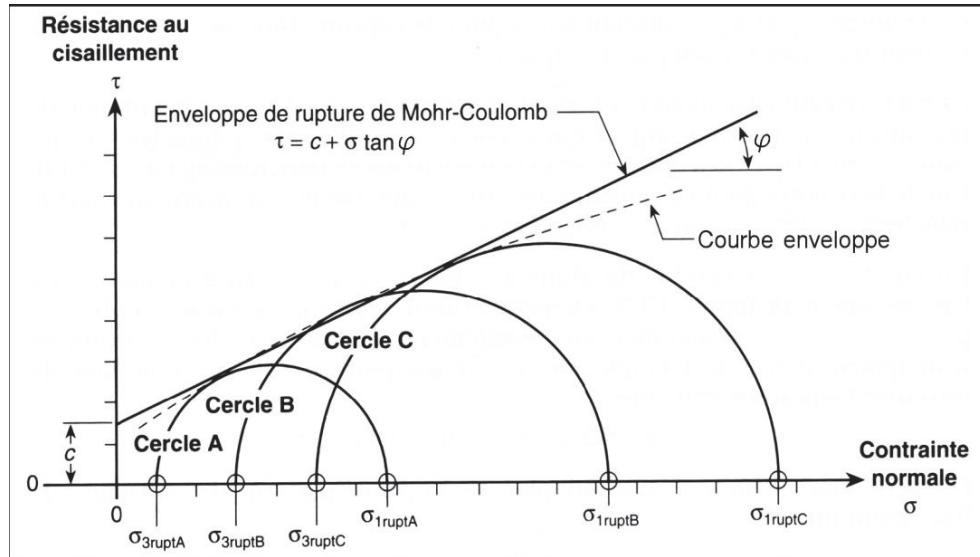


Figure II.16 Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb. [S19]

II.7.2.3. Principe Conditions d'essais triaxiaux – paramètres de résistance mécanique

✚ Notions de court terme et long terme

D'une manière générale on peut distinguer dans les sols des propriétés de résistance mécanique à court terme et à long terme.

✚ Le court terme

C'est la phase initiale, de chantier ou des premières années de vie d'un ouvrage, pendant laquelle l'eau comprise dans les pores du sol n'a pas le temps de se déplacer (ceci est surtout vrai dans le cas des argiles qui sont peu perméables).

Dans ce cas, on dit que le sol est sollicité en condition non drainée, il en résulte des surpressions interstitielles engendrées par les surcharges récentes.

- ✓ Cas des sables (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la perméabilité des sables est très élevée, le court terme correspond à une période de temps si courte que l'on ne considère pas la résistance mécanique des sables à court terme.
- ✓ Cas des argiles (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : la perméabilité est faible, les surpressions interstitielles se dissipent donc lentement.
- ✓ A court terme la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue en considérant les contraintes totales à partir de la cohésion non drainée c_u et de l'angle de frottement non drainé ϕ_u .
- ✓

✚ Le long terme

Il correspond à la phase finale, après quelques mois à quelques années pendant lesquels l'eau a eu le temps de circuler au sein du sol.

On dit que le sol est sollicité en condition drainée, les surpressions interstitielles ont eu le temps de se dissiper.

- ✓ Cas des sables (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la vérification de la résistance mécanique des sables s'effectue toujours à long terme en considérant les contraintes effectives et en utilisant les paramètres effectifs ϕ' et c'
- ✓ Cas des argiles (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : une fois les surpressions interstitielles dissipées, la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue à long terme (comme pour les sables) en considérant les contraintes effectives et en utilisant les paramètres effectifs ϕ' et c' .

❖ Conditions de drainage sur les essais triaxiaux

Lors d'un essai triaxial on a la possibilité d'ouvrir ou de fermer le drainage de l'éprouvette de sol testé.

-Drainage ouvert : l'eau comprise dans les pores du sol peut librement s'évacuer ou entrer, la pression interstitielle est donc nulle $U = 0$ et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent directement aux contraintes effectives $\sigma_1 = \sigma'_1$ et $\sigma_3 = \sigma'_3$ (puisque $U = 0$).

-Drainage fermé : l'eau comprise dans les pores du sol ne peut ni s'évacuer ni entrer. Il en résulte des surpressions interstitielles ($U \neq 0$) et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent aux contraintes totales.

De ces conditions de drainage résulte, entre autres, trois types d'essais triaxiaux :

❖ Essai consolidé-drainé (CD)

L'essai consolidé drainé permet d'étudier le comportement à long terme.

La résistance mécanique du sol est caractérisée par l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c' . Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit (Figure II.17) :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Pour les argiles normalement consolidées et les sables $c' = 0$.

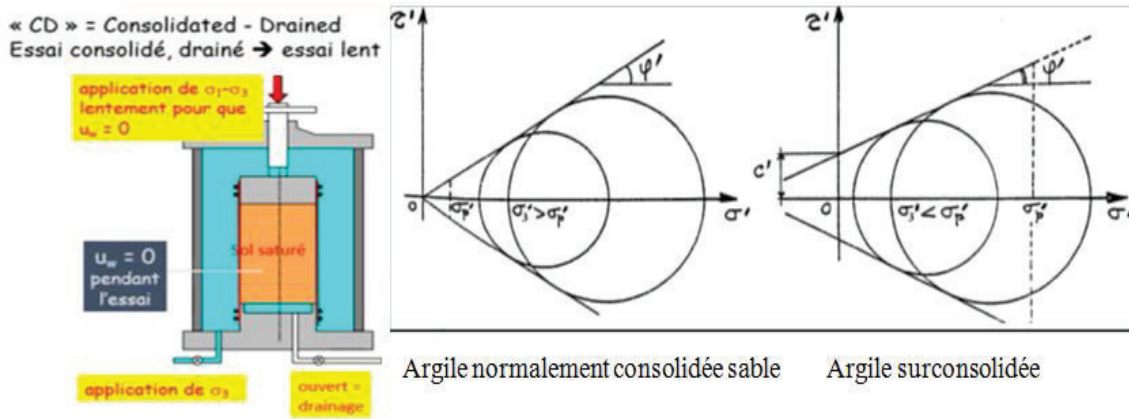


Figure II.17 Critère de Mohr-Coulomb obtenu après des essais consolidés-drainés. [S18]

❖ l'essai consolidé-non drainé

Le comportement à long terme peut également être étudié à partir d'un autre type d'essai triaxial : l'essai consolidé-non drainé, noté CU (drainage ouvert pendant la consolidation isotrope et fermé pendant l'application du déviateur).

Pendant le cisaillement de l'éprouvette, des surpressions interstitielles sont générées ($U \neq 0$) puisque le drainage est fermé. Il est possible de déterminer les contraintes effectives ($\sigma'_1 = \sigma_1 - u$ et $\sigma'_3 = \sigma_3 - u$) subies par le sol en mesurant la valeur de U .

En traçant les cercles de Mohr à partir des contraintes effectives ainsi calculées à la rupture on en déduit l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c' .

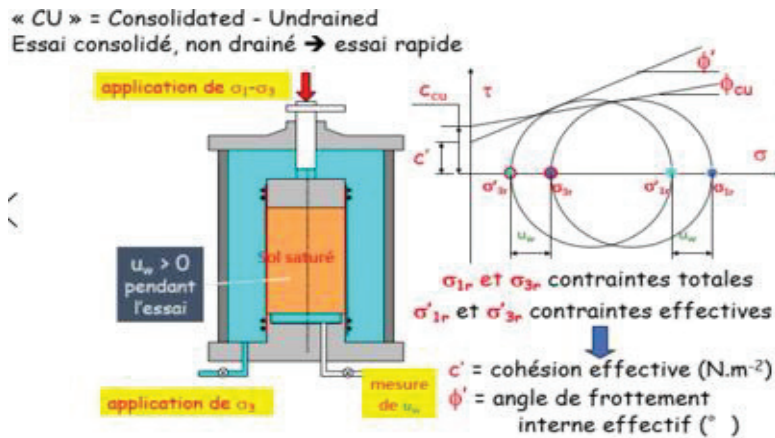


Figure II.18 Critère de Mohr-Coulomb obtenu après des essais consolidés-non drainés. [S18]

❖ Essai non consolidé-non drainé (UU)

L'essai non consolidé et non drainé permet d'étudier le comportement à court terme du sol en place.

La résistance au cisaillement est indépendante de la valeur de la contrainte de confinement σ_3 . Par conséquent, le diamètre des cercles de Mohr reste constant quelle que soit la valeur de σ_3 .

L'enveloppe des cercles de Mohr est une droite parallèle à l'axe des abscisses dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée, notée c_u (Φ_u est en général égal à 0). Le critère de rupture s'écrit en contraintes totales :

$$\tau = c_u + \sigma \tan \phi_u$$

En général, on réalise ce type d'essai uniquement sur des argiles (et non des sables).

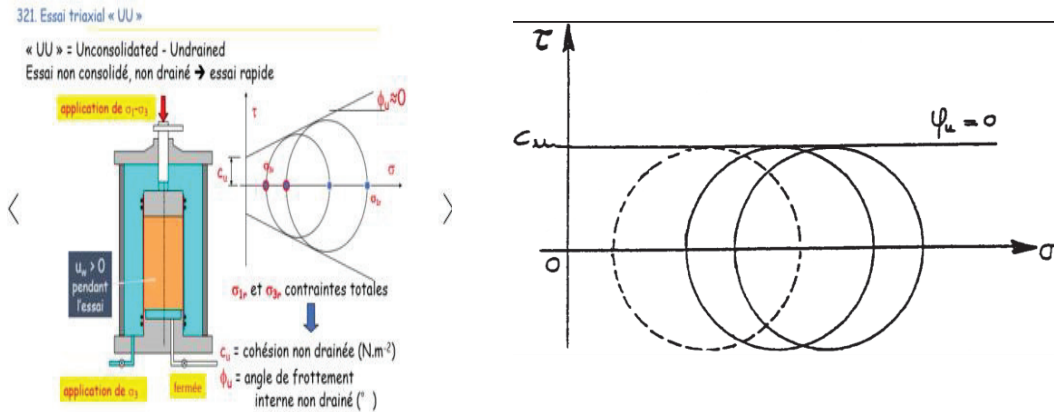


Figure II.19 Enveloppe des cercles de Mohr obtenus par des essais non consolidés-non drainés. [S18]

Cas particulier : essai de compression simple

Dans cet essai, la contrainte σ_3 est nulle, ce qui simplifie beaucoup le dispositif expérimental.

La cohésion non drainée des argiles s'en déduit immédiatement, Φ_u étant nul (Figure II.12)

$$c_u = \frac{\sigma_{1r}}{2}$$

Où σ_{1r} correspond à σ_1 à la rupture, à σ_1 étant directement déduit de la force F appliquée par le piston.

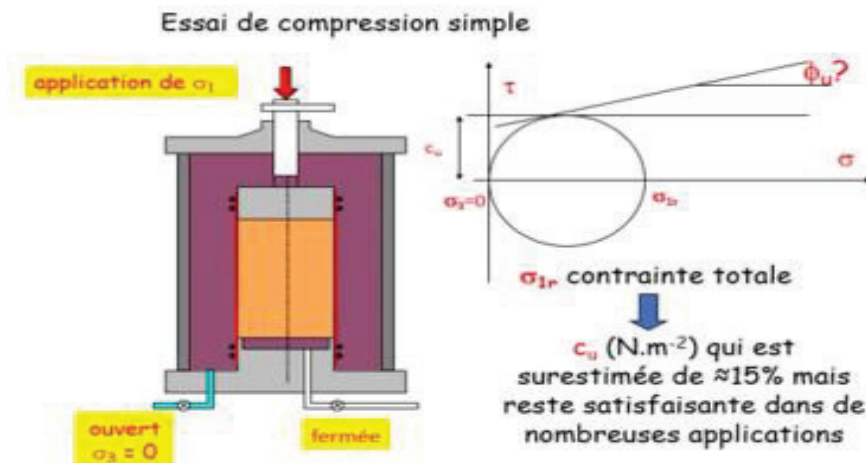


Figure II.20 Essai de compression simple. [S18]

Tableau II.1. Synthèse sur les propriétés mécaniques des sols [S19].

	Court terme		Long terme	
	CU		C	
Sable	raisonnement uniquement à long terme		0	moins de 30 à 40°
Argile normalement consolidée	10 à 100 kPa	0°	0	de 10 à plus de 20°
Argile surconsolidée	10 à 100 kPa	0°	plusieurs dizaines de kPa	de 10 à plus de 20°

Tableau II.2. Synthèse sur les propriétés mécaniques des sols [S18].

Type de sol	Type De calcul	Type De comportement	Type d'essai	Paramètre	appareillage	Critère de rupture de Mohr
Cohésif saturé	Long terme	drainé	-CD -CU avec mesure de u	c' ϕ'	-Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD. - Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de U	$\tau=c'+\sigma'.\tan\phi'$
	Court terme	Non drainé	UU	C_u Φ_u	Appareil triaxial	$\tau=C_u$
pulvérulent	Long terme ou court terme	drainé	CD	c' ϕ'	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement	$\tau=c'+\sigma'.\tan\phi'$

II.8. CONCLUSION

D'après ce que nous avons développé dans ce chapitre, nous pouvons conclure que le glissement de terrain est un déplacement long sur une pente, le long d'une surface de rupture appelée « surface de cisaillement » identifiable.

CHAPITRE III

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous présenterons les différentes approches et méthodes de calcul de stabilité.

III.2. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient peut être écrit de la façon suivante :

Tableau III.1. Les formules de coefficient de sécurité [13]

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

III.3. METHODE DE CALCUL DE STABILITE

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite;
- Les méthodes numériques.

III.3.1. Méthodes d'équilibres limite

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (Fellenius, Bishop...) et les méthodes de stabilité globale dans laquelle on considère de façon globale.

III.3.1.1. La méthode globale

Le calcul est effectué en admettant que le massif considéré comme solide indéformable est en équilibre limite et en assimilant la ligne de glissement à un arc de cercle de centre O.

III.3.1.2. Méthode des tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure III.3).

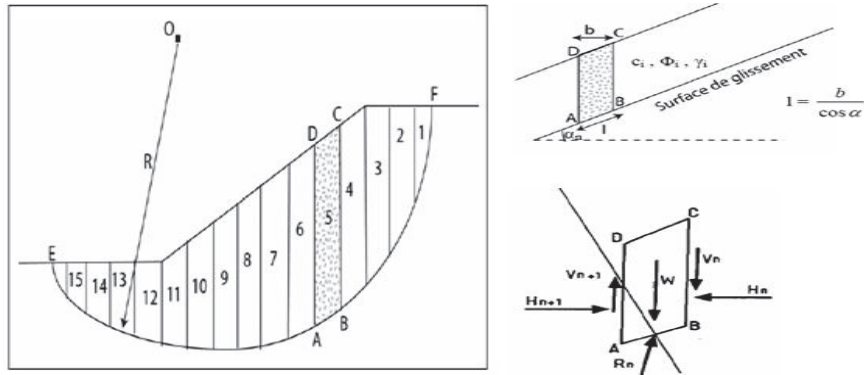


Figure III.1. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche [S17]

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

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

a) Méthode de Fellenius (Fellenius, 1927)

La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Cette méthode suppose que :

- la surface de glissement est circulaire.
- le point d'application des réactions R_n est au milieu de la tranche AB.
- Toutes les forces inter-tranches, V_{n+1} , H_n et H_{n+1} sont négligées.

Il ne retient pas compte les poussés interstitielles (sous estimés F_s).

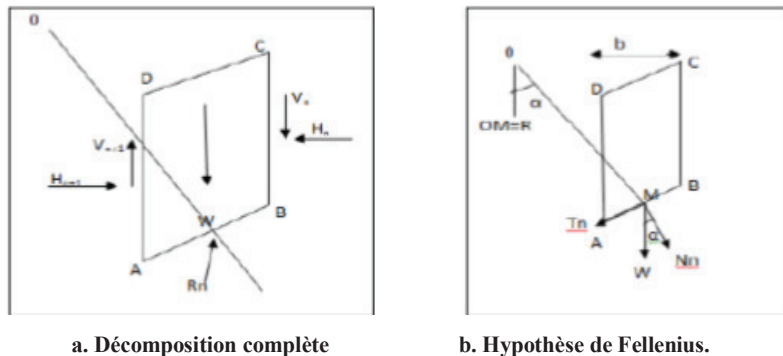


Figure III.2. Forces agissant sur la tranche. [S17]

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité est exprimée comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (c_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_i)}{\sum_1^m W \sin \alpha_n}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

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

b) Méthode de Bishop (Bishop 1954)

b.1) Méthode de Bishop détaillée

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

Cette méthode suppose que :

- la surface de glissement est circulaire
- le point d'application des réactions R_n est au milieu de la tranche AB.

Toutes les forces inter-tranches V_n, V_{n+1}, H_n et H_{n+1} interviennent dans les efforts appliqués sur AB (Figure III.3) et influencent la réaction R_n .

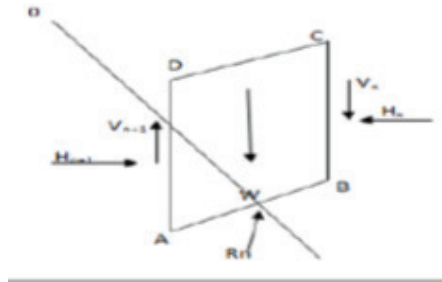


Figure III.3 : Hypothèse de Bishop.

La formule générale de F_s de Bishop : [11]

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^m W \sin \alpha_n} \frac{\sum [W + (V_n - V_{n+1}) - U_b] \tan \varphi'_i + c'_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}}$$

Avec:

$U_b = Z_w \cdot \gamma_w$.

D'où :

U_b : Pression interstitielle

Z_w : hauteur d'eau.

γ_w : poids volumiques d'eau.

b.2) Méthode de Bishop simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée, l'équation devient alors :

$$\frac{1}{\sum_1^m W \sin \alpha} \frac{\sum [W - Ub] \tan \varphi' i + c' i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi' i}{FS}}$$

- Le F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité est obtenu par la méthode de Fellenius.
- La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants. [11]

c) Méthode de Spencer (1967)

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

- elle suppose que les efforts inter-tranches sont tous inclinés du même angle d'inclinaison. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches normal et de cisaillement.

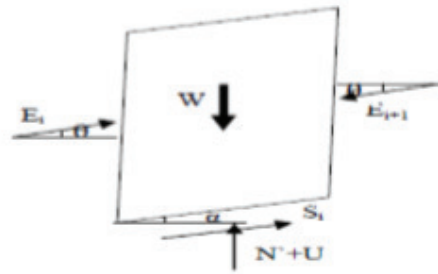


Figure III.4 Forces agissant sur une tranche.

✚ Comparaison entre les méthodes

Les tableaux suivants résument les différents principes des différentes méthodes:

Tableau III.2 : Considération d'équilibre de force et des moments selon les différentes méthodes

Méthode	Equilibre des moments	Equilibre des forces
Fellenius (ordinaire)	oui	non
Bishop	oui	non
Spencer	oui	oui

Tableau III.3 : Considération des efforts inter-tranches verticaux et horizontaux selon les différentes méthodes.

Méthode	efforts verticaux	inter-tranches	efforts horizontaux	inter-tranches
Fellenius (ordinaire)	non		non	
Bishop	non		oui	
Spencer	oui		oui	

III.3.2. Méthodes numériques [14]

On peut distinguer deux principales méthodes :

III.3.2.1. Méthodes des éléments finis

Elles consistent à discrétiser en sous ensembles un objet (ou une partie d'un objet) dont on veut étudier certaines de ses propriétés. Ces sous ensemble sont appelés éléments. Pour déterminer les efforts au sein d'un massif, développer des zones à l'état de rupture et donner le coefficient de sécurité moyen le long d'une surface arbitraire par sommation de la forme.

III.3.2.2. Méthodes aux différences finis

Elles consistent à résoudre numériquement les équations d'équilibre et de comportement pour l'ensemble de l'ouvrage en sol renforcé .L'intérêt de la méthode est de limiter par la connaissance relativement réduite de la loi de comportement réelle du sol et de l'état initial des contraintes.

III.4. CHOIX DE LA METHODE ET DU COEFFICIENT DE SECURITE [13]

- ✚ La méthode de Fellenius donne généralement des coefficients de sécurité plus faibles que la méthode de Bishop.
- ✚ La méthode de Bishop simplifiée est couramment utilisée, et celle détaillée ne présente que peu d'intérêt devant les incertitudes liées aux autres paramètres
- ✚ l'expérience a montré, que sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul :
 - Les talus restent toujours stables si $Fs > 1,5$.
 - Le glissement est pratiquement inévitable si $Fs < 1$.

CHAPITRE IV

IV.1. INTRODUCTION

Le renforcement des talus est devenu une opération primordiale vu les problèmes causés par le phénomène de glissements de terrain. À ce jour, plusieurs études sont en cours de réalisation pour trouver des solutions à ce phénomène.

Le présent chapitre a pour objectif de présenter diverses méthodes et techniques disponibles dans la littérature pour le renforcement et la stabilisation des glissements de terrain.

IV.2. TECHNIQUES DE STABILISATION

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 inclusions : renforcements mécaniques.
4. Protection superficielle (végétation, plantation, etc.) [S16]

IV.2.1. Stabilisation par terrassement

On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses (allègement 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)

IV.2.1.1. Butée de pied

Le chargement en pied agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Les ouvrages de butée peuvent assurer un drainage du massif. Pour cela, il est recommandé d'utiliser un matériau drainant [5].

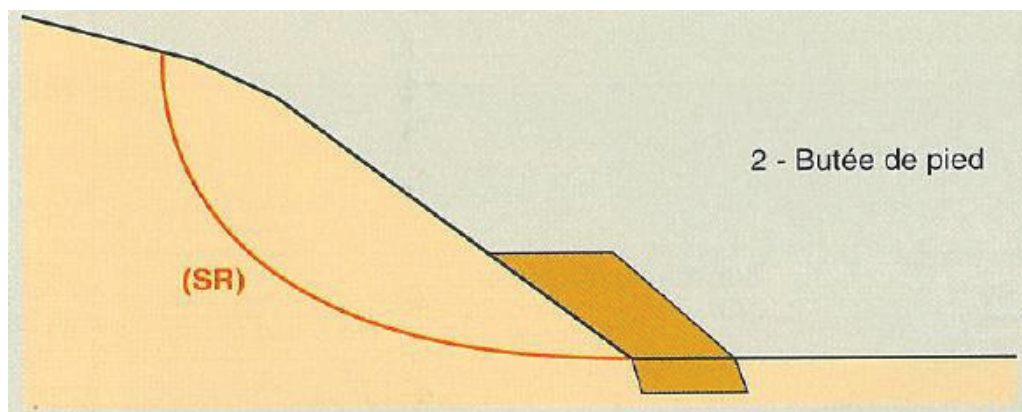


Figure IV.1. Butée de pied [5]

IV.2.1.2. L'allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à décharger le versant en arasant sa partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur, et donc une augmentation du coefficient de sécurité.

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court et / ou long terme, qui peut nécessiter la construction d'un soutènement [5]

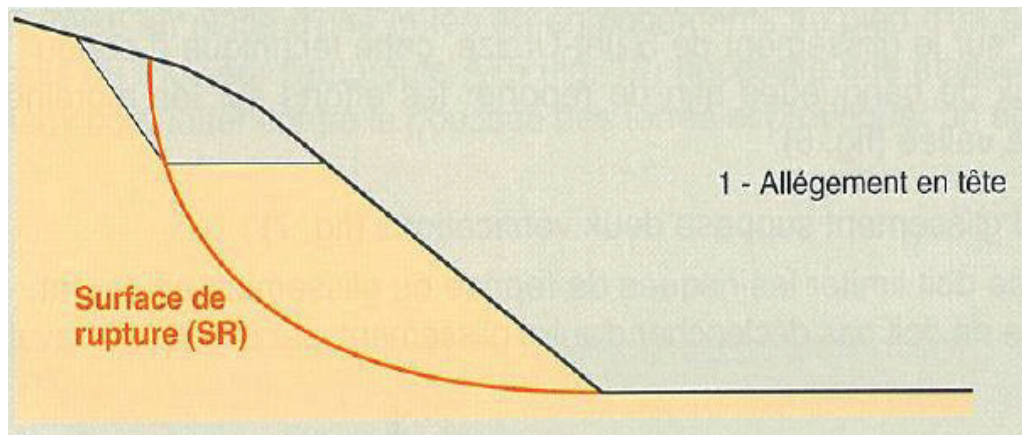


Figure IV.2. Allègement en tête [5]

IV.2.1.3. La purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

La substitution totale ou partielle consiste à purger la totalité ou une partie des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité et reconstituer ainsi le profil du talus initial. En pratique, elle est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux). On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons que s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

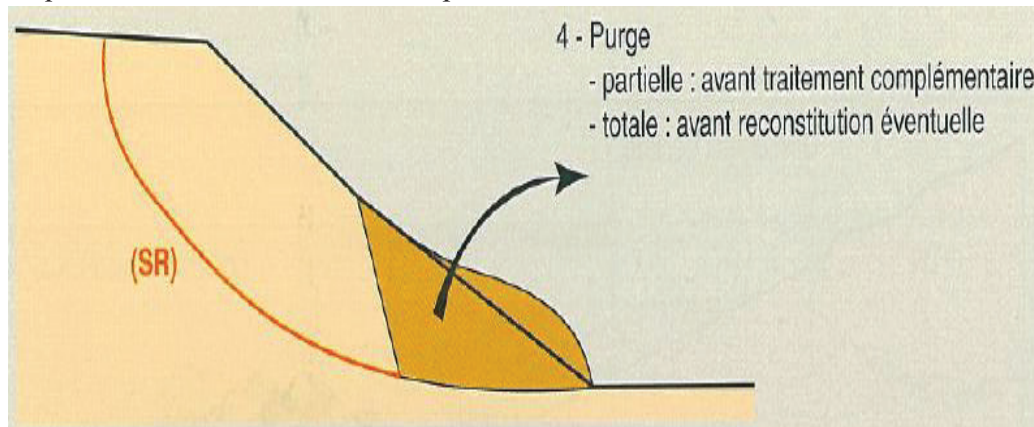


Figure IV.3. La purge [5]

IV.2.1.4. Le reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne [5].

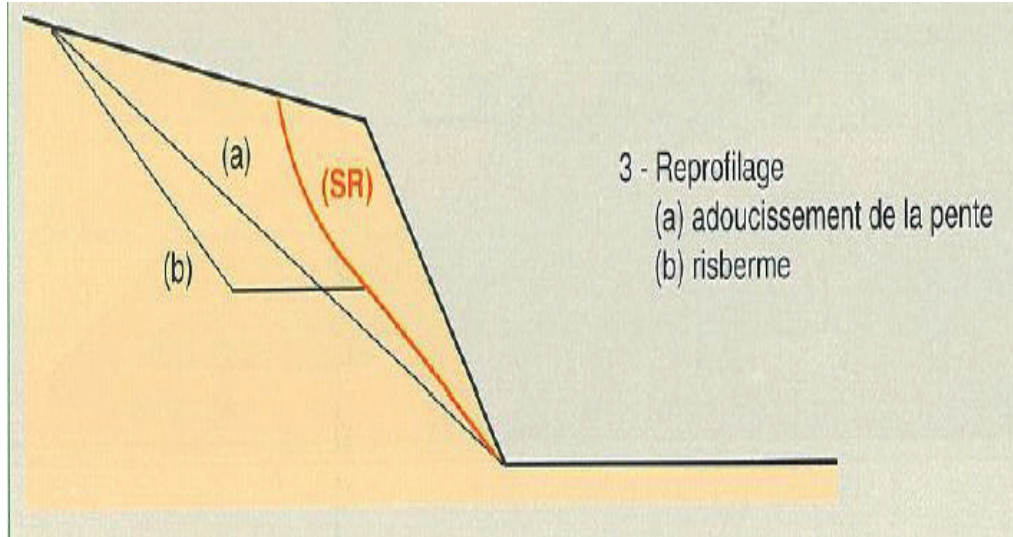


Figure IV.4. Le reprofilage [6].

Tableaux IV.1 différentes techniques de stabilisation par terrassement des glissements de terrains [5]

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F final	Contrainte d'utilisation
Buté de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée.	1.20 à 1.30	-Accès et emprises nécessaires. -Présence d'un horizon résistant à faible profondeur. -Assurer la stabilité en amont.
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée.	1.20	-Accès et emprise nécessaires. -assurer la stabilité en amont.

Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée.	1.50	<ul style="list-style-type: none"> -S'applique à de petits volumes. -Protection de la surface mise à nu. -Assurer la stabilité en amont.
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	1.20	<ul style="list-style-type: none"> -Accès et emprise nécessaires. -Terrassement important.
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée.	1.50	<ul style="list-style-type: none"> -Terrassements importants. -Ancrer sous la surface de rupture. -Travail par plots. -Gérer le drainage.
Substitution partielle : bèche, contrefort, éperon, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée.	1.20	<ul style="list-style-type: none"> -Ancrer sous la surface de rupture. -Travail par plots. -Gérer le drainage.
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée.	1.20	<ul style="list-style-type: none"> -Terrassement réduit. -Protection du matériau allégé. -Gérer les circulations d'eau.

IV.2.2. Dispositifs de drainage

Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif.

IV.2.2.1. Drainage de surface

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations des eaux en mouvement, en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, ...).



Figure IV.5 drainage des eaux de surface à l'aide d'un caniveau (Alpes-Maritimes) (S11).

IV.2.2.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couches aquifères, venues d'eau ponctuelles, etc.).

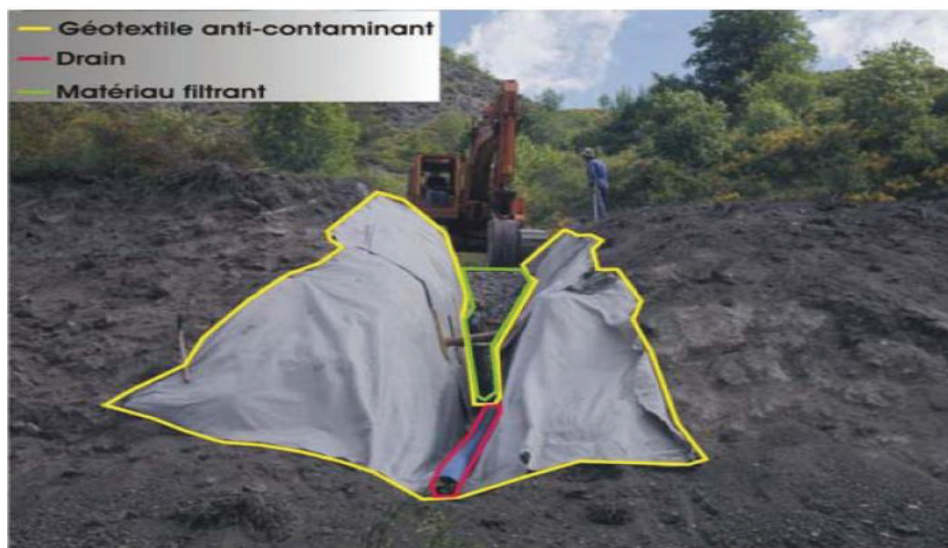


Figure IV.6 Travaux de mise en place d'une tranchée drainante sur le glissement de Ciastel (Alpes-Maritimes) [S11].

IV.2.2.3. Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces dispositifs sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents. Les longueurs courantes des drains sont de 30 à 100m.

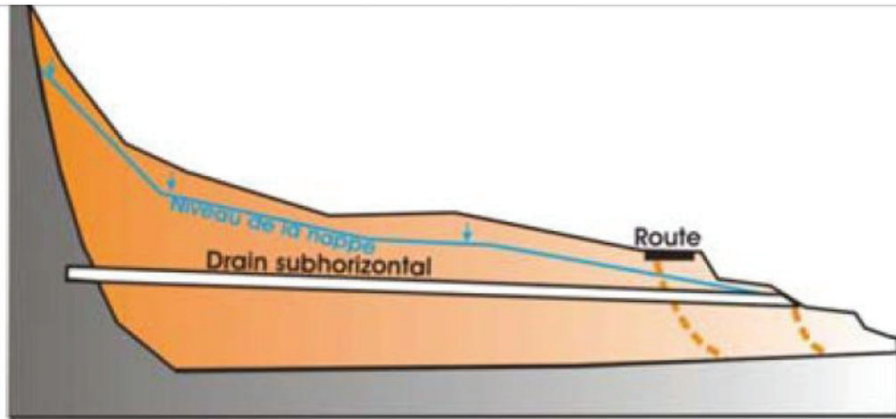


Figure IV.7 Drain horizontal [5]

IV.2.2.4. Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limitée en profondeur. Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage.

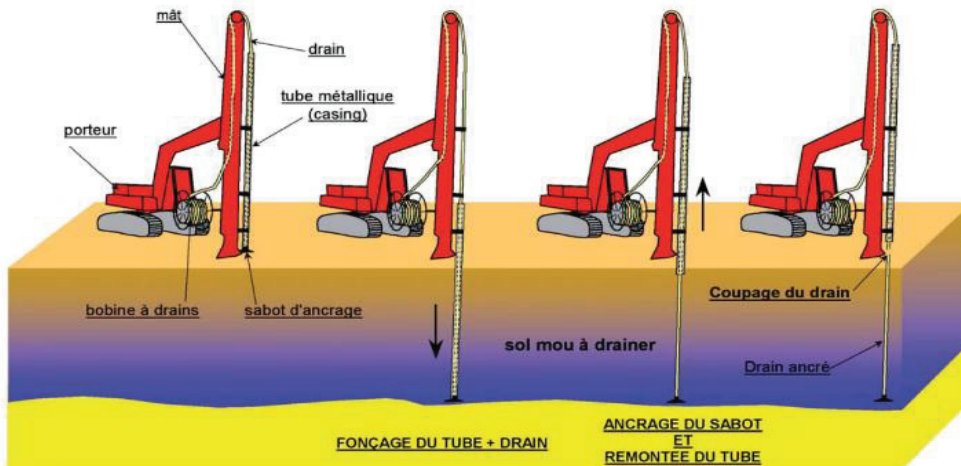


Figure IV.8 Schémas de réalisation des drains verticaux [S11]



Figure IV.9 Puits drainant au niveau de site d'étude à Tifra

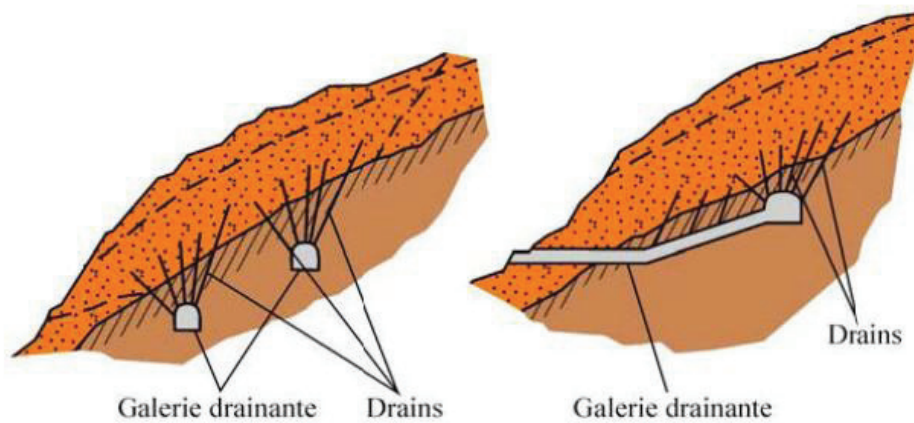


Figure IV.10 Galerie drainante [S11]

Tableaux IV.2 différentes techniques de stabilisation des glissements de terrains (Dispositifs de drainage) [5]

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	F_s final	Contraintes d'utilisation
Collecte et canalisation des eaux de surface	Limiter les pressions interstitielles.	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pression interstitielle estimée après drainage	1.30	-Implique une surface supérieure à celle du glissement -Entretien indispensable

Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles.	Trancheuse, haveuse, pelle	Calcul de stabilité avec le champ de pression interstitielle estimée après drainage	1.30	-Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -Entretien indispensable
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles.	Drains plastique, moyens de forage	Calcul de stabilité avec le champ de pression interstitielle estimée après drainage.	1.30	- Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -Vérification du rabattement -Entretien indispensable.
Drainages profonds	Diminuer les pressions interstitielles.	Drains verticaux puits, galeries.	Calcul de stabilité avec le champ de pression interstitielle estimée après drainage.	1.30	-Connaissance préliminaire du réseau d'écoulement -Entretien indispensable

IV.3.3. Introduction des éléments résistants

On appelle éléments résistants les structures tels que :

- ✚ Ouvrage de soutènements (murs en béton, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés),
- ✚ Tirants d'ancrage et murs ancrés,
- ✚ Clouages par des barres, des micro-pieux,
- ✚ Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques d'inertie diverses, etc.

IV.3.3.1. Ouvrage de soutènement [5]

Deux grands types d'ouvrages peuvent être distingués :

A. Les ouvrages souples

Il s'agit de structure obtenue à partir de gabions, de sol renforcé par des fibres ou des pneumatiques usagés, sol renforcé par des armatures synthétiques ou métalliques, de sol renforcé par des nappes de géotextiles, de sol renforcé par des grilles métalliques ou synthétique, de murs cellulaires souples.)

On les dimensionne en deux phases :

- ✓ la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques.
- ✓ la stabilité externe.

A.1. Gabions :

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

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



Figure IV.11 Mur en gabion à Tifra (Bejaia).

A.2. Murs Tervoile

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 à cause de la géométrie, le mur s'apparente aussi à un mur cellulaire.



Figure IV.12 Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux [S13]

A.3. Mur en Terre armée :

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

- Un parement mince constitué initialement de feuillards métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboîtant les unes dans les autres appelées écailles ; ce parement repose sur une semelle de fondation continue ;
- Des armatures constituées de plats en acier galvanisé comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposés à 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 à l'avancement c'est-à-dire en progressant vers le haut. [S13]



Figure IV.13 Vue d'un mur de soutènement en terre armée [S13]

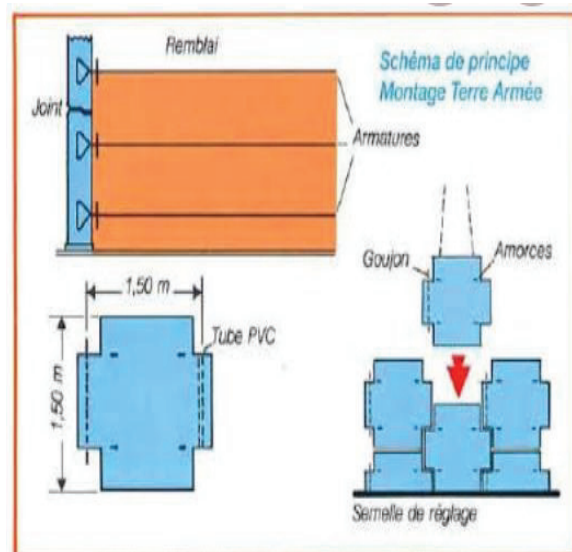


Figure IV.14 Schémas de principe de mise en oeuvre de la terre armée [S13]

A.4. 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 géosynthétiques, elles agissent donc comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.

Les géosynthétiques 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.
- Une économie de matériaux par la réutilisation des matériaux in situ (après analyse géotechnique). [S14]

🚧 Géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.



Figure IV.15 Techniques de renforcement des sols par nappes de géotextiles [S14]

✚ Géogrilles :

Les géogrilles sont un développement avancé de géotextiles en agrandissant les mailles des géotextiles et en les ajustant aux matériaux nécessaires. Ces produits s'orientent alors vers une application spécifique c'est-à-dire l'armement.



Figure IV.16 Les géogrilles [S14]

A.5. Le Pneu-sol [S12]

Le Pneusol est formé de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associés 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 à mettre en œuvre et ne demande pas une technicité particulière,
- C'est un produit écologique, car il permet la valorisation de pneumatiques usagés,

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



Figure IV.17 chantier expérimental Pneusol à Bou-Smail [S12]

B. Les ouvrages rigides

Le dimensionnement des ouvrages rigides doit prendre en compte :

- ✓ Le glissement de l'ouvrage sur sa base,
- ✓ La rupture interne de l'ouvrage,
- ✓ La rupture par poinçonnement du sol,
- ✓ Le renversement ou le basculement de l'ouvrage.



Figure IV .18 Mur de soutènement en béton à Tifra (Bejaia).

IV.3.3.2. Tirants d'ancrages

Les ancrages peuvent être de 2 types : soit passifs soit actifs.

- ✚ **Un ancrage passif** est constitué par une ou plusieurs armatures (barres d'acier) scellées dans le rocher, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière.
- ✚ **Un ancrage actif** est constitué de barres ou câbles scellés en fond de trou au delà de la zone instable et mis en tension (mesuré à l'aide d'un manomètre).

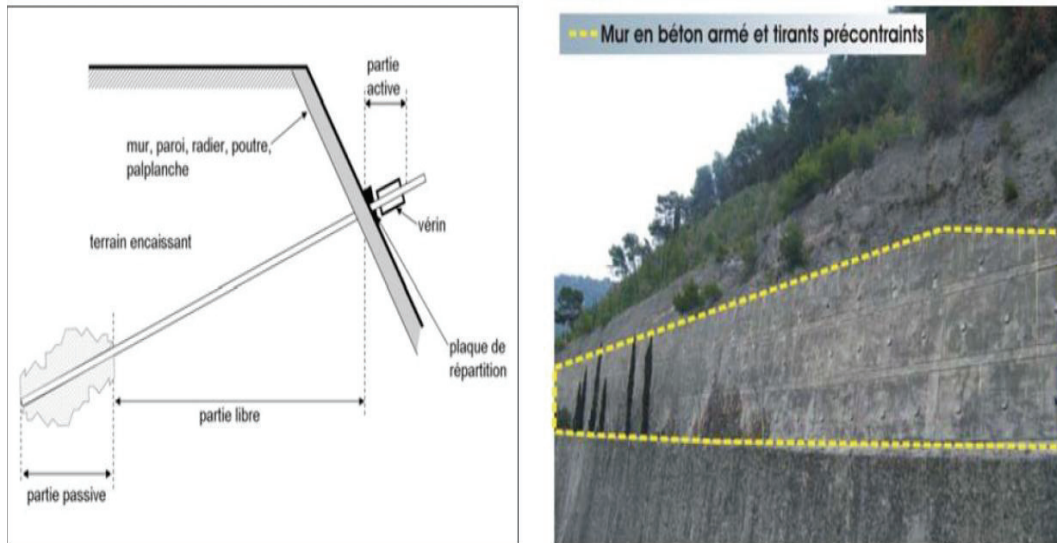


Figure IV.19 Principe d'un ancrage à l'aide de tirants précontraints [S15]

IV.3.3.3. Clous et micro pieux

Le clouage des pentes ou talus consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistant principalement à la traction, elles sont placées sub-horizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Le déplacement du sol instable se traduit par une pression appliquée sur l'inclusion au contact sol-inclusion qui mobilise préférentiellement les efforts de cisaillement et de flexion dans les renforcements. Alors, la démarche de calcul d'un ouvrage cloué se fait en tenant compte de :

- ✓ La pression maximale que le clou peut imposer au sol,
- ✓ Le frottement latéral limite sol-clou,
- ✓ La résistance au cisaillement du clou,
- ✓ La résistance à la flexion du clou. [5]

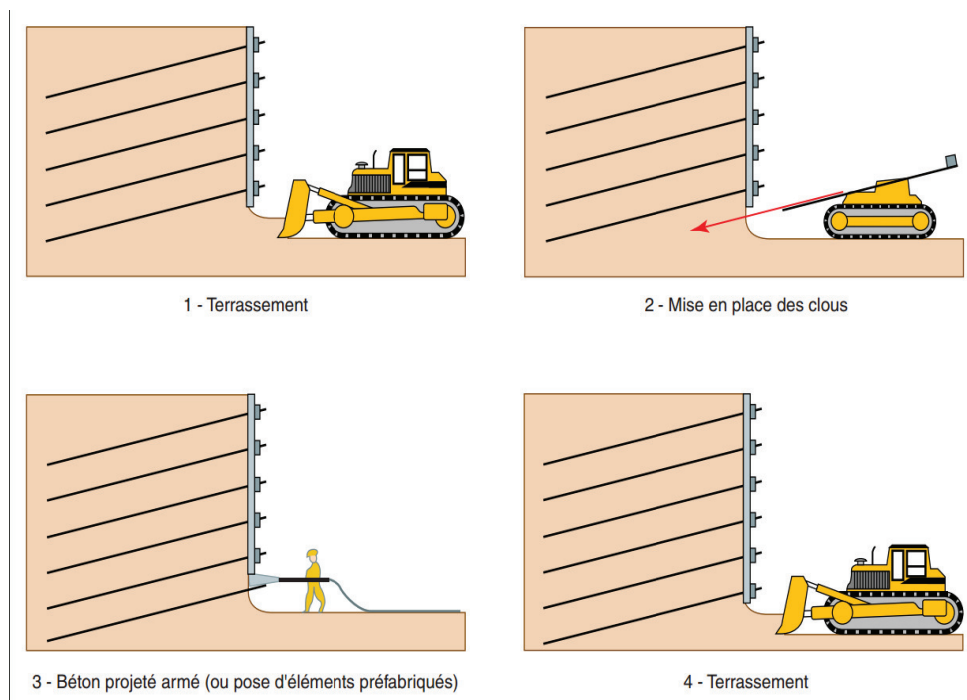


Figure IV.20 Méthodologie d'exécution de paroi clouée [9]

IV.3.3.4. Pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives ils travaillent principalement en flexion /cisaillement.

Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.

Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peut mettre en jeu :

- la résistance à la flexion et au cisaillement du pieu,
- la pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol. [5]

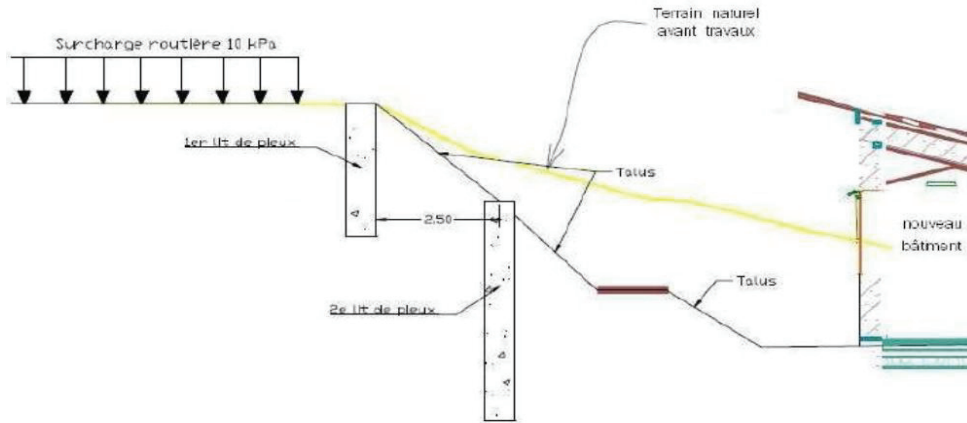


Figure IV.21 Clouage par des pieux. [S14]

Tableaux IV.3 Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrains (éléments résistants) [5]

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthodes de dimensionnement	Fs final	Contrainte d'utilisation
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal.	Ouvrage fixes. Ouvrage souples.	Murs fixes : calcul de la longueur de massif mis en butée. Murs souples : calcul de stabilité en tenant compte de la résistance du mur.	1.50 à 1.20	-Ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture. -Gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage.
Tirant d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (1.50).	1.20	-Problème des déplacements de sol (phases de chantier et en service) -Associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micropieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (1.50).	1.20 à 1.30	-Technicité importante -Estimation correcte des interactions sol/inclusions -Associer un bon drainage
pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons. Profilés H. Palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (1.50).	1.10 à 1.20	-Technicité importante -Estimation correcte des interactions sol/inclusions -Associer un bon drainage

IV.3.4. Protection superficielle (végétation, plantation, etc.)

La couverture végétale est d'une importance considérable pour stabiliser les pentes, car les racines renforcent et fixent les couches de sols. C'est pourquoi les arbres et arbustes dotés de racines profondes et denses sont plus efficaces pour réduire les mouvements de sols.

La végétation aide surtout à prévenir les glissements de terrain superficiels, soit ceux d'une profondeur d'un à deux mètres. Les glissements plus profonds sur les pentes très abruptes, eux, sont moins influencés par le couvert végétal. D'autre part la couverture végétale influe sur le bilan hydrique du versant en participant au drainage par évapotranspiration. En plus de ça elle lutte contre l'érosion superficielle des sols et représente un moyen économique et écologique. [S16]

Le couvert végétal absorbe l'énergie

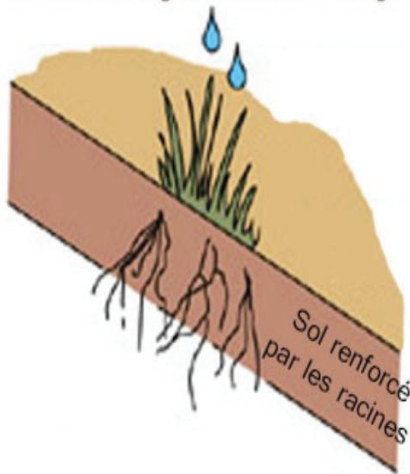


Figure IV.22 processus d'érosion [S16]

Particules de sol déplacées par un agent érosif, par ex : la pluie

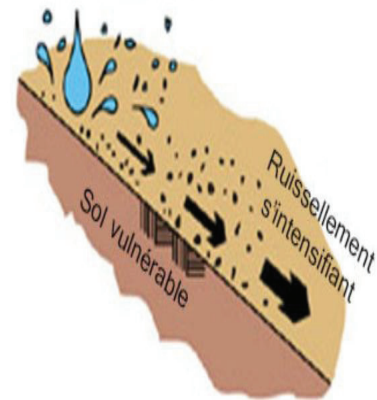


Figure IV.23 protection végétale [S16]

IV.4. CONCLUSION

Il existe plusieurs techniques de confortements et de traitement des glissements de terrains qui dépendent des conditions de site (caractéristiques hydrologique, mécanique et morphologique des terrains instables) et du facteur de sécurité recherché.

Le choix des techniques de renforcement s'effectue selon les critères habituels : coût, rapidité de mise en œuvre, durabilité, disponibilité, compétence des entreprises locales...etc.



PARTIE N°2
ETUDE D'AVANT
PROJET

L'étude d'avant-projet (AVP) permet d'avoir un descriptif du glissement de terrain à conforter, et précise les étapes et le coût du projet. L'étude d'avant-projet est effectuée en deux phases :

Etude d'avant-projet sommaire (APS).

Etude d'avant-projet définitif (APD).

CHAPITRE V

V.1. INTRODUCTION

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

Dans ce chapitre nous présenterons les caractéristiques physiques de la région et de la zone d'étude.

V.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE

La wilaya de Bejaia se situe dans la partie orientale de l'Algérie septentrionale, à environ 230 km à l'est de la capitale. Elle est limitée :

- Ou nord, par la mer Méditerranée ;
- à l'est et nord-est par les wilayas de Jijel et Sétif ;
- à l'ouest et sud-ouest, par les wilayas de Tizi-Ouzou et Bouira ;
- au sud par la wilaya de Bordj-Bou-Argeridj.

Béjaïa est une wilaya côtière qui présente une façade maritime de 100 km .Elle est montagneuse et insérée entre les massifs du Djurdjura, des Bibans et des Babors faisant partie de l'Atlas tellien. Elle comporte 52 communes et 19 daïras répartis sur une superficie de 3224.49 km² pour une population de 912 542 habitants.



Figure V.1. Situation administrative et géographique du site d'étude

La commune de **Tifra** est située à 12Km au nord de la ville de Sidi-Aich et à 50Km à l'ouest du chef lieu et au centre de la wilaya de Béjaïa.

Le site destiné à recevoir le projet est situé au sud-ouest de la commune de Tifra.

La topographie est globalement irrégulière, et accidentée. Il s'agit d'une région montagneuse caractérisée par des altitudes élevées.

V.3. LE CADRE GEOLOGIQUE

V.3.1. Géologie régionale

La wilaya de Béjaïa appartient à la chaîne des Maghrébides, qui fait partie de l'orogène alpin périméditerranéen d'âge tertiaire. La région a connu une intense activité géologique tout au long de l'orogène alpin, se trouve réduite à l'état d'une tectonique plissante et disjonctive des plus complexes qui comprend des formations post-nappes du Mio-pliocène, des flysch allochtones et des unités telliennes d'âge trias à caractère supérieur.

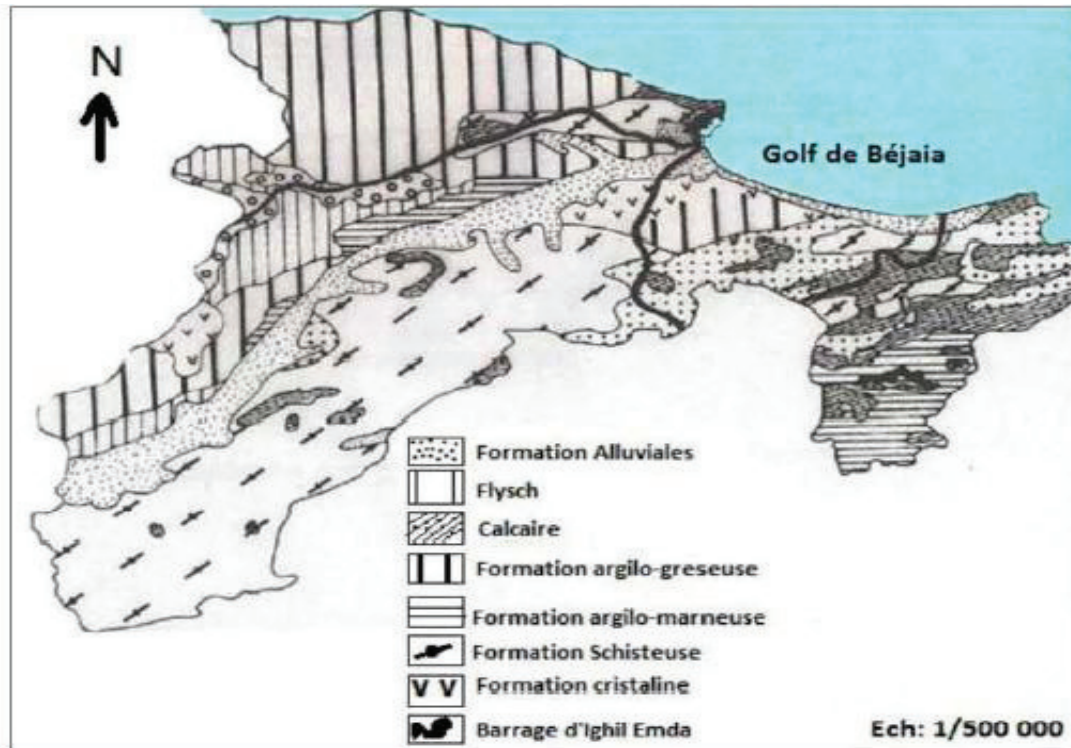


Figure V.2. Carte géologique de la région de Bejaia 1/50000e (hallal 2016)

V.3.2. Géologie du site

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

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

Les grès sont jaunes, ferrugineux, souvent grossiers.

Une faille passe à proximité du village de Tappount et une source chaude (Station thermale : Hammam Sillal) existante à proximité du site d'étude. D'après l'extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500 000, la zone d'étude est formée essentiellement par des marnes schisteuses d'âge Danien et Maestrichtien.

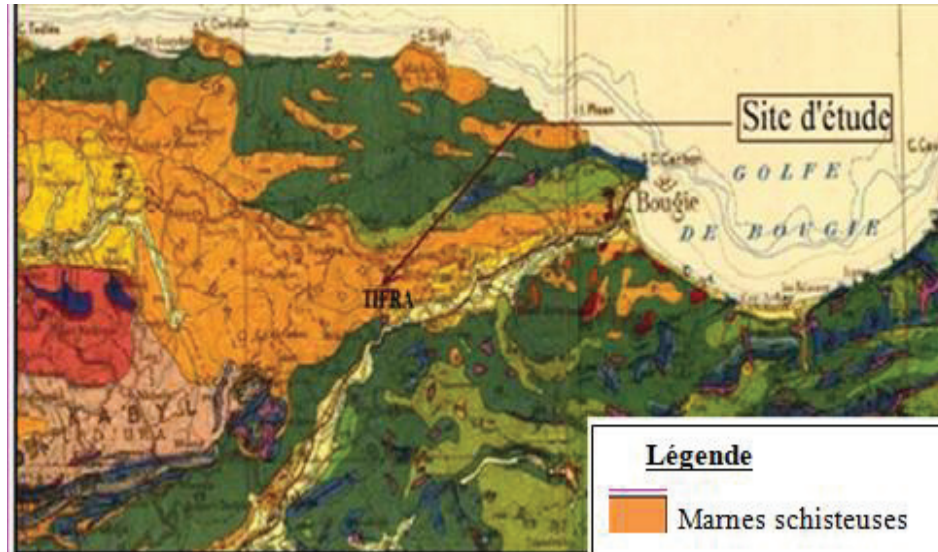


Figure V.3 Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000

Le versant instable de Tiferka est d'une pente moyenne à forte, entre 10 % à 40 %. Deux types d'aléas sont cartographiés, des mouvements de fluages développés en glissements de terrain et un grand glissement de terrain proprement dite. La limite supérieure de ces phénomènes longe la partie aval du CW 13.

La série stratigraphique dans cette région est représentée essentiellement de haut en bas par des alluvions de lit de l'oued, des remblais, des marnes argileuses de l'Oligocène et des marnes schisteuses noires du Maestrichtien à la base (Figure V.5).

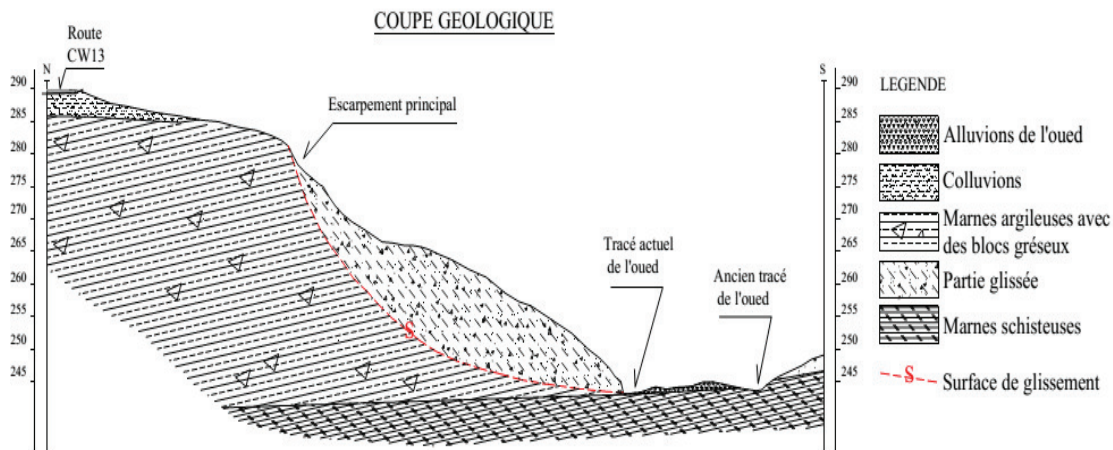


Figure V.4. Coupe géologique du versant instable suivant l'axe du grand glissement.



Figure V .5. Formations géologiques observées dans la zone d'étude.

✚ Les alluvions

Ce sont des dépôts récents, de nature hétérogène et hétérométrique. Ces matériaux sont charriés par l'oued lors des périodes de crues.

✚ Les éboulis et les remblais

- ✓ Les éboulis proviennent de l'érosion des versants amont de la route. Ils contiennent principalement des blocs de grès hétérométriques emballés dans une matrice de marne argileuse.
- ✓ Les remblais sont de nature marnes argileuses, décomprimés et contiennent des blocs gréseux hétérométrique. Les remblais anciens proviennent des travaux de terrassement du CW 13 par contre les plus récents sont le résultat des travaux de terrassement pour la réalisation des constructions situées en aval de la route. L'épaisseur des remblais est très variable, elle est estimée entre 1 m et 4 m.

✚ Les grès :

Ils affleurent principalement à côté du Hammam SILLAL à la faveur de l'accident tectonique.

✚ Les marnes argileuses :

Cette formation couvre le versant instable. Elle présente une épaisseur importante, et une altération avancée en surface. Elle est très ravinée ce qui explique l'intensité du phénomène d'érosion.

✚ Les marnes schisteuses noires :

Cette formation est observée dans deux zones différentes : à côté de hammam SILLAL remonté en surface par l'accident tectonique et au pied du versant instable mis en surface sous l'effet de l'érosion de l'oued.

V.4. MORPHOLOGIE

La morphologie d'ensemble du versant glissé est peu contrastée. Elle est guidée principalement par l'aptitude du sol à l'érosion et le type d'écoulement de l'oued. Dans les tronçons à écoulement concave, le versant se caractérise par des pentes fortes favorables aux glissements de terrain. Dans les tronçons à écoulement convexe, les pentes sont faibles à moyennes. Les mouvements en amont de ces tronçons sont de type fluage.

À partir de cette classification, on distingue cinq sous zones : les premières (**A1**, **A2** et **A3**) d'une pente moyenne à forte situées en amont des tronçons à écoulement concave. Les deux dernières (**B1**, **B2**) situées juste en amont du tronçon à écoulement convexe.

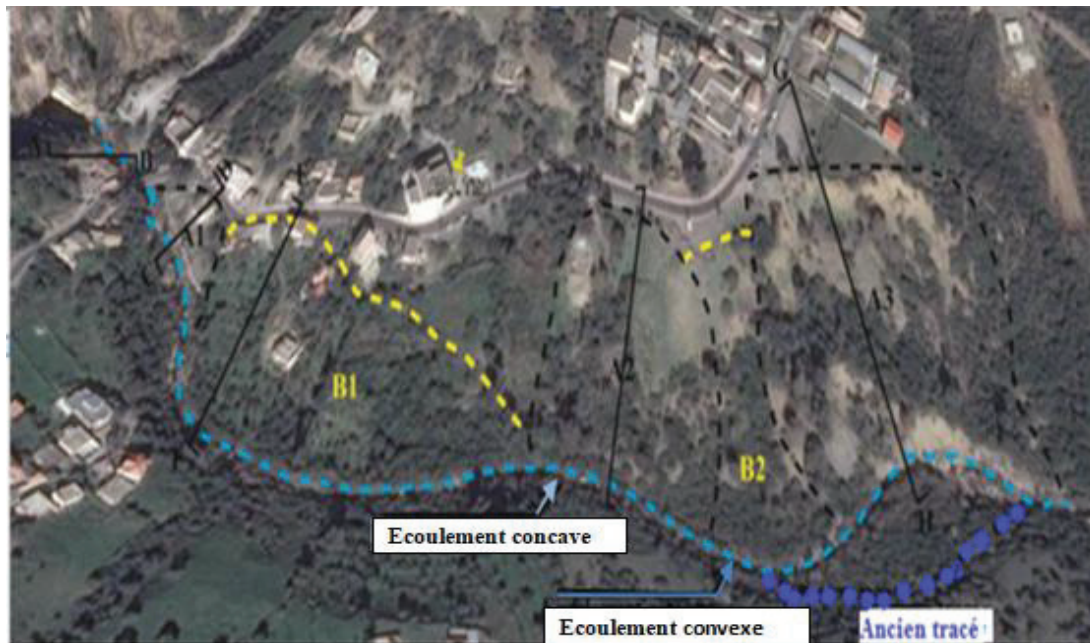


Figure V.6. Vue d'ensemble du site de glissement avec zoning.

V.5. HYDROLOGIE

V.5.1. Hydrologie régionale

Faisant partie d'une région côtière bien arrosée, la wilaya de Béjaïa est drainée par un réseau hydrographique dense, constituées essentiellement par des cours d'eau à ruissellement intermittents dont l'oued Soummam représente le collecteur principale. Le régime des cours d'eau est irrégulier, avec des débits très faibles voir nuls pendant de longues périodes d'étiage et des débits considérables en période de crue, pouvant provoquer l'inondation des vallées et des basses plaines.

V.5.2. Hydrologie du site

La formation marno-argileuses à blocs gréseux est caractérisée par une perméabilité faible à très faible et son comportement médiocre en contact de l'eau. Le puits trouvé en aval de la route, réalisé par les habitants montre que le niveau de l'eau dans ce versant est à - 4 m de la surface (Figure V.7). La présence permanente d'eau dans l'oued provenant de la source thermale de Hammam SILLAL entretient le pied aval du versant à son état humide.



Figure V.7. Puits d'eau localisé en aval du CW 13.

La formation gréseuse qui surmonte les marnes argileuses peut emmagasiner d'eau pendant les périodes pluvieuses. Cette eau peut accélérer la saturation de ces marnes argileuse d'un état plastique à très plastique et provoque des glissements.

V.6. CLIMAT DE LA REGION

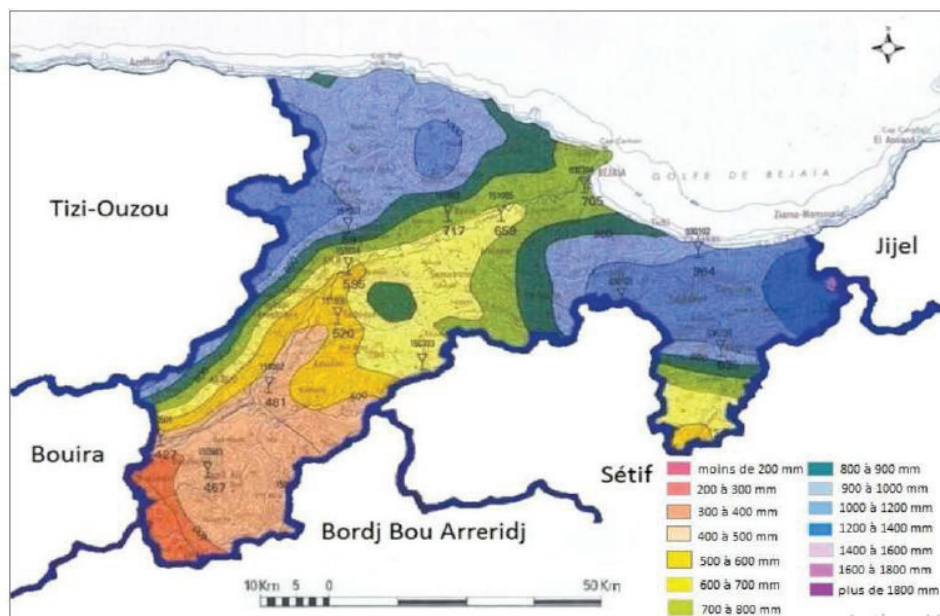


Figure V.8. Carte bioclimatique de la wilaya de Béjaïa

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

Les précipitations ont une répartition annuelles très irrégulière, elles varient entre 800 et 1500mm /an.

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

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

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

V.7. SISMICITE

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

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

- Zone 0Sismicité négligeable.
- Zone ISismicité Faible
- Zone IIa et IIb.....Sismicité Moyenne
- Zone III.....Sismicité Elevée.

Le site étudié se situe dans la zone IIa, qui correspond à une zone de sismicité moyenne.

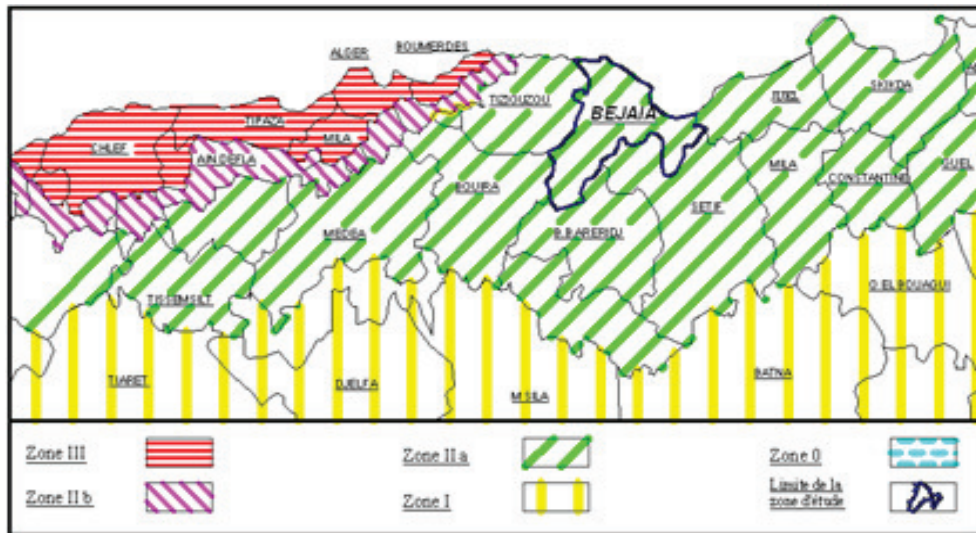


Figure V.9. Carte de zonage sismique de l'Algérie

Sur la base de ce qui précède, le site étudié se situe dans la zone IIa, qui correspond à une zone de sismicité moyenne.

V.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté un revu général des différents aspects géologiques, géomorphologiques et hydrologiques de la wilaya de Bejaia, ainsi qu'une description raffinée de la zone d'étude.

Cette analyse permettra de mieux comprendre les contextes généraux caractérisant l'alea (glissement de terrain) menaçant la commune de Tifra, et nous guider dans la mission d'investigation géotechnique détaillée, objet du chapitre suivant.

CHAPITRE VI

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre porte sur l'exposition des différents signes d'instabilité constatés des observations recensées lors des visites sur site et les différentes investigations réalisées dans le cadre de cette étude afin d'aboutir au mécanisme de glissement.

VI.2. LOCALISATION DE SITE D'ETUDE

Le site est situé dans la commune de Tifra de taille importante ayant une superficie équivalente à 8 ha. Il est limité en aval par le talweg qui draine les eaux provenant des hauteurs d'Akefadou, au Sud ouest du site de Hammam Sillal qui est à l'origine d'un affluent de la Soummam, la Roumila à l'embouchure.

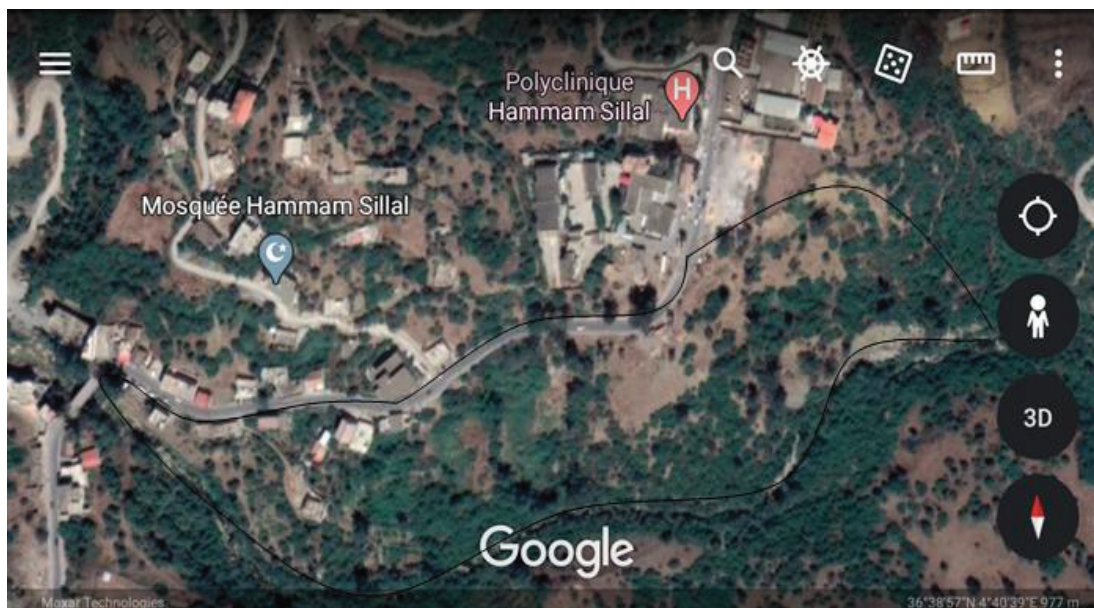


Figure VI .1. Localisation du site de glissement (Google earth 2020).

VI.3. OBSERVATION ET DIAGNOSTIC DU SITE

Dans cette région, nous avons effectué une mission de reconnaissance géologique des formations affectées par les mouvements gravitaires, la délimitation des mouvements et la classification des différentes zones affectées par les aléas. Cette classification est réalisée sur la base des types d'aléa et d'écoulement d'eau. Six (06) sous zones ont été distinguées :

VI.3.1. La première zone

La première zone se rapporte au talus d'un massif gréseux très fracturé situé au sud de la nouvelle station hydrothermale, sur la rive droite de l'oued. L'aléa dans cette zone correspond au phénomène chutes de pierres. Cet aléa est provoqué par les travaux de terrassements en cours de réalisation de la station thermale.

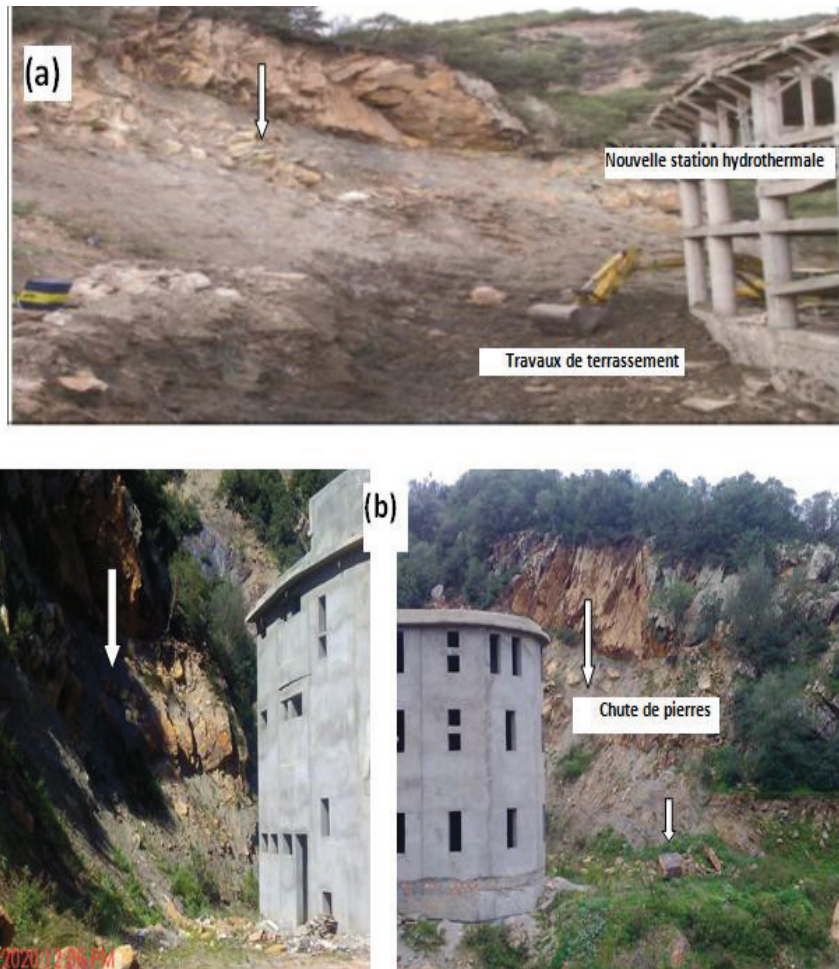


Figure VI.2. Aléa chutes de blocs à partir de la falaise gréseuse qui borde la nouvelle station sur le côté
 (a) Photo prise en 2014
 (b) Photo prise en 2020

VI.3.2. La deuxième zone

La deuxième zone peut être se distinguer en plusieurs sous-zones (A1, A2, A3, B1 et B2) qui sont situées sur le versant de la rive gauche de l'oued. Elles sont délimitées en amont par le CW 13 menant vers Adekar et en aval par le lit de l'oued. La cause principale de ces mouvements est due principalement à l'affouillement du pied du versant sous l'effet progressif des crues de l'oued et secondairement à l'interaction d'autres facteurs.

Hammam SILLAL dans le village de Tiferka est situé à 12 km au Nord de la ville de Sidi-Aich, à l'intersection de deux accidents tectoniques qui forment deux talwegs drainant les eaux de surface des hauteurs d'Akefadou et d'Adekar. Ces deux talwegs se raccordent au niveau du Hammam SILLAL (point d'intersection des deux accidents) pour former le début de l'Oued Remila, affluent de l'oued Soummam.



Figure VI.3. Hammam Sillal

Le débit de crue de cet affluent est intermittent. Il est important en période hivernale. La crue de cet oued charrie des matériaux déposés sur son trajet et provoque l'érosion des talus des versants qui le bordent (figure.VI.4). Ce phénomène est observé au pied du versant aval du CW 13 au niveau de Tiferka, commune de Tifra.

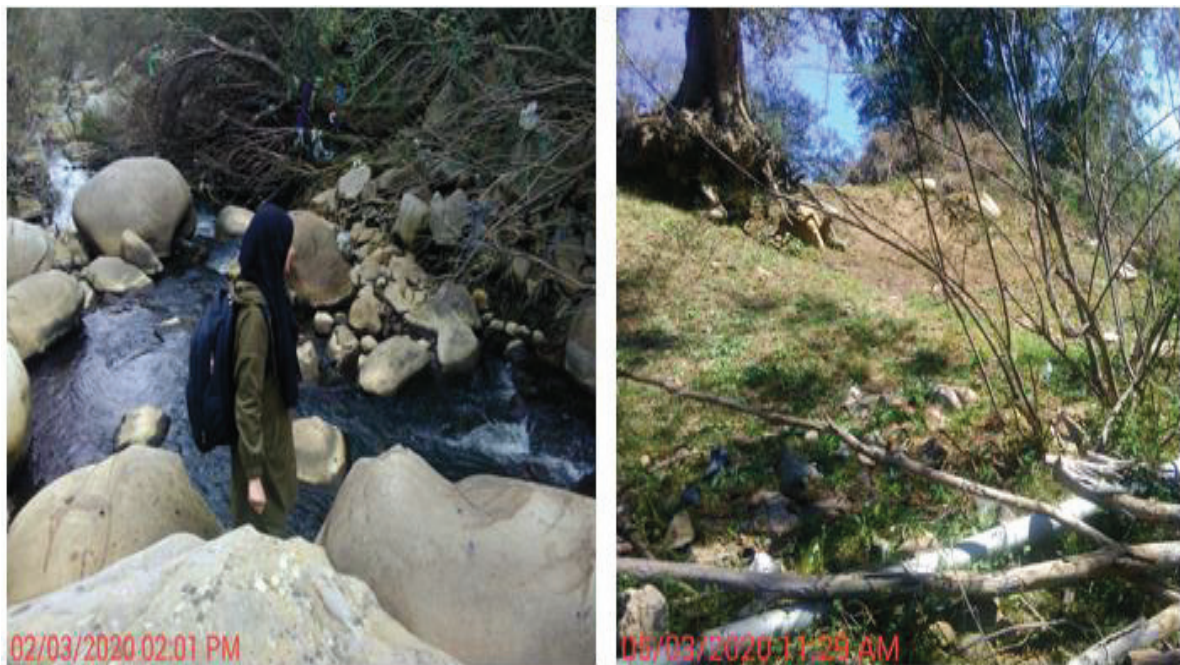


Figure VI.4. L'oued agressif et érosion du talus qui le borde.

En aval du CW 13, plusieurs indices d'instabilité sont visibles le long du versant amont de l'oued.

Ces indices indiquent un mouvement de fluage développé en glissements peu profonds (Figure II.5).



Figure VI.5. Relief moutonné avec des arbres inclinés.



Figure VI.6. Fissure dans le sol.

En amont de ce versant, on trouve quelques constructions fissurées et d'autres réaménagées suite à des dégradations avancées. Le CW 13 marque quelques indices aussi, des fissurations dans la chaussée et affaissement des accotements.

Les eaux de surface favorisent la saturation des terrains, créant ainsi de nombreuses zones d'érosion et des ravinelements.



Figure VI .7. Source d'eau.

Le mouvement dans le versant de la rive gauche est en évolution permanente. Les déformations sont bien identifiables sur le versant amont de l'oued, les murs des constructions, la chaussée et les accotements de la route qui bordent le versant.



Figure VI .8. Fissuration de la chaussée et affaissement de l'accotement.

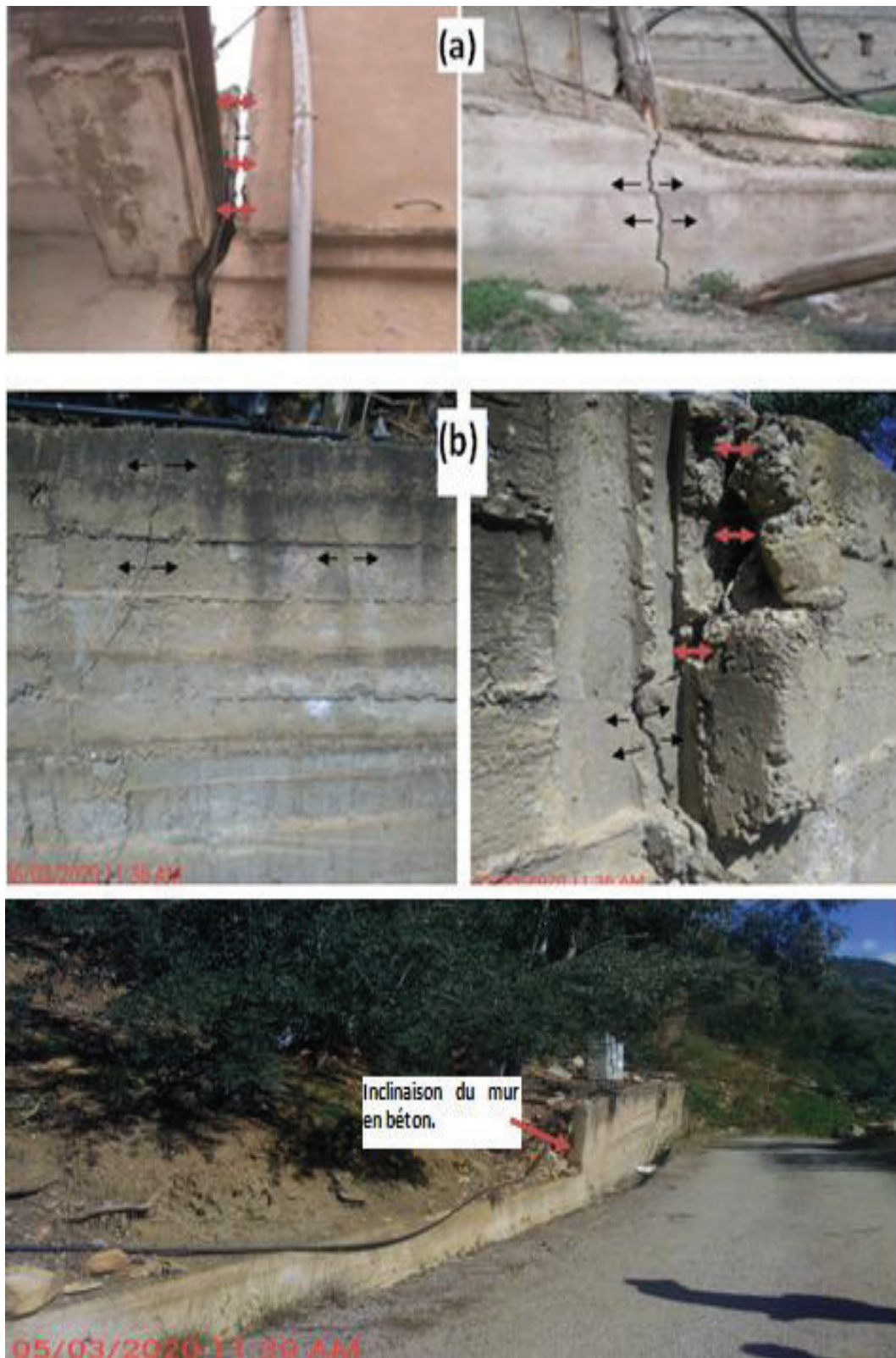


Figure VI.9. Ouvverture et écartement des joints, fissuration de mur en béton et son inclinaison
(a) Photo prise en 2016
(b) Photo prise en 2020

VI.4. DESCRIPTION DU GLISSEMENT

Le glissement de versant aval du CW 13 menant vers Adekar est produit dans des terrains marno-argileux à faciès Numidien. Cette tranche du sol repose sur des marnes schisteuses. Le mouvement dans ce versant instable est contrôlé par le tracé et les hauteurs des crues de l'oued situé en aval. On peut subdiviser le versant en mouvement en cinq sous zones A1, A2, A3, B1 et B2 (Figure VI.10). Cette classification est en fonction du type de l'aléa, la forme et le type d'écoulement dans l'oued.

Ce glissement se manifeste sur une longueur moyenne proche de 650 m, dans un versant de pente moyenne à forte et une topographie irrégulière.

Dans la figure(VI.10), nous montrons la localisation des traits de coupes réalisées suivant l'axe des mouvements dans les différentes sous zones précitées.

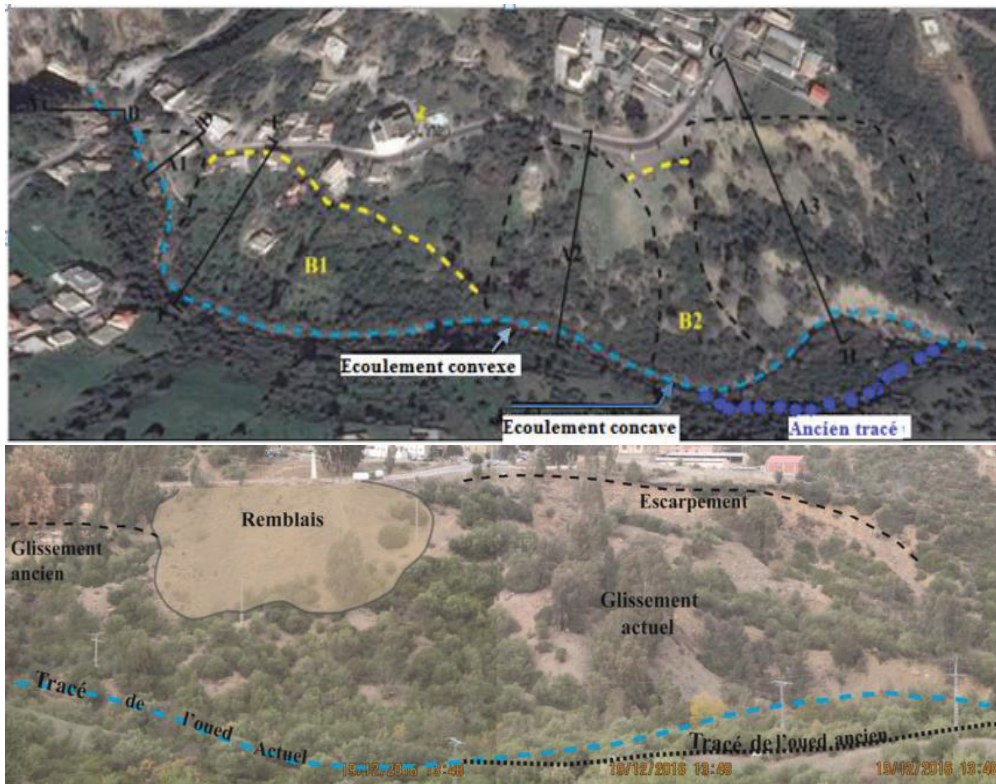


Figure VI.10. Image satellitaire (Google Earth) et photo panoramique du versant instable

VI.4.1. Zones actives

Dans la sous zone A1, le versant est rentré dans un mouvement de fluage développé en glissement peu profond. Ce dernier a provoqué la dégradation des constructions situées en amont du talus.

Les causes de ces phénomènes sont la nature lithologique du terrain et l'écoulement concave de l'eau qui a provoqué l'affouillement rapide du pied du talus. Cet affouillement a conduit à l'accentuation de la pente et le déclenchement des glissements de terrain. Une partie de cette zone a été confortée par la réalisation d'un mur en gabion (Sous zone A1) (Figure VI.11).



Figure VI.11 Confortement de la sous zone A1 par la réalisation d'un mur en béton armé+ un mur en gabion.

La sous zone A2 est située entre les deux zones B1 et B2 (Figure VI.10). La morphologie distincte de ce talus montre que cette section est affectée déjà par un glissement de terrain ancien, de faible profondeur (Figure VI.12). Sa limite supérieure est située juste en aval de l'accotement du CW13.



Figure VI .12. Glissement ancien dans la sous zone A2

La sous zone A3 sous zone correspond à un glissement majeur, en évolution permanente. Ce glissement est provoqué par l'accroissement de la pente du pied du talus sous l'effet de l'érosion provoqué par les crues de l'oued .Les observations effectuées en aval montrent que l'oued a changé son chemin (Figure VI.13).



Figure VI.13. L'ancien tracé de l'oued et présence de deux moulins à eau comme preuve.

Le type d'écoulement était convexe. Après une période de crue importante, le type d'écoulement deviendra concave. Ce changement a provoqué l'érosion progressive du talus aval du versant.

L'accentuation de la pente en aval du versant, la lithologie et les effets climatiques ont conduit au déclenchement du glissement. Ce dernier se caractérise par des fissures, une niche d'arrachement importante (Figure VI.14) et un bourrelet emporté par les eaux de l'oued.



Figure VI.14. Affouillement du talus aval du versant sous l'effet des crues de l'oued

VI.4.2. Zones non actives

Les sous zones classées comme B1 et B2 sont affectées par le mouvement de fluage : un glissement lent caractérisé par des déformations importantes de type bombements, des dépressions et une morphologie moutonnée (Figure II.15.a). Dans la zone B2, juste en aval de la route, on trouve des arrachements superficiels. Ces derniers ont touché la partie des

remblais déversés en amont de talus (Figure VI.15.b). Cette zone est affectée par un mouvement de fluage en aval du versant.

L'écoulement d'eau dans les tronçons d'oued qui limitent ces zones sur le côté aval est de type convexe. Cet écoulement ne provoque pas l'érosion rapide du talus de versant mais le garde toujours à l'état saturé. Ce scénario explique le phénomène de fluage.



Figure VI .15. a) Mouvement de fluage observé dans la sous zone B1.
b) Arrachements superficiels dans la sous zone B2.

VI.5. DISCUSSION SUR LE MECANISME DU GLISSEMENT

VI.5.1. La première zone

Dans la première zone, les travaux de terrassement effectués ont mis en surface un talus gréseux très fracturé. La stratification et les plans de fractures délimitent des dièdres de volumes différents. L'aléa présent actuellement est du type chutes de pierres. L'évolution de ce phénomène peut produire un éboulement important.

VI.5.2. La deuxième zone

Le mouvement dans le versant aval du chemin wilaya CW13 est lié principalement à l'effet d'affouillement provoqué par l'oued, la morphologie, la nature lithologique des formations géologiques et le climat de la région. Les observations effectuées sur terrain montrent que la morphologie du versant instable indique la présence de deux types d'aléas.

VI.5.2.1. La zone non active

Un mouvement de fluage qui affecte les versants de faible pente dont, le type d'écoulement dans l'oued, en aval du versant est convexe. Deux sous zones ont été distinguées, B1 et B2. Elles sont caractérisées par des bombements, des dépressions et une morphologie moutonnée.

VI.5.2.2. La zone active

Des glissements de terrain sont localisés dans trois versants différents nommés sous zones A1, A2 et A3. Ces glissements sont de différentes ampleurs localisés dans des versants de pentes moyennes à fortes. L'écoulement de l'oued en aval de ces versants est de type concave. Il provoque l'affouillement rapide du talus aval des versants et l'accentuation de la pente. Ces facteurs ont contribué au déclenchement des glissements de terrain.

La sous zone A1

Dans la sous zone A1, le mouvement était du type fluage, le bombement du versant le témoigne. Ce mouvement est transformé en glissement de terrain suite à l'affouillement rapide du pied du talus. Un mur de soutènement en gabion a été réalisé pour stabiliser le versant.

La sous zone A2

Dans la sous zone A2, les observations sur le terrain montrent que ce versant était affecté déjà par un glissement ancien. Son escarpement est situé juste en aval de l'accotement du CW13.

La cause de ce glissement est l'affouillement du pied du talus aval du versant.

La sous zone A3

Dans la sous zone A3, la déviation du cours d'eau de son trajet habituel, d'un écoulement type convexe vers un écoulement de type concave a provoqué l'affouillement du pied du versant et l'accentuation de la pente. Les faibles caractéristiques physico-mécaniques de ces marnes argileuses en interaction avec des facteurs climatiques et morphologique ont conduit au déclenchement du glissement. Ce mouvement est en évolution permanente car le méandre de l'oued du type concave gagne du terrain et d'extension en faveur du versant instable.

VI.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons montré les principaux indices et observations recensées sur le terrain qui nous avons interprété et analysé afin de statuer sur les causes probables et les différents mécanismes de mouvement manifestant dans le versant. Ceci nous a amené à diviser la zone d'études à Cinq (05) sous sections homogènes qui peuvent être investiguées et analysées séparément dans la phase d'APD.

CHAPITRE VII

VII.1. INTRODUCTION

Un programme de reconnaissance a été établi en tenant compte des indices d'instabilité, des conditions d'accessibilité du site et de la nature géologique du terrain.

Le but de ce chapitre est de proposer un rapport géotechnique qui convient pour l'étude d'instabilité de la zone (A3) et de présenter le contenu de campagne d'investigation réalisée par le laboratoire de la Mitidja des travaux publics et bâtiments (LMTPB) dans le cadre de cette étude, en précisant les résultats des différents essais effectués au niveau de site concerné (zone A3).

VII.2. PROGRAMME DE RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

VII.2.1. Programme de reconnaissance géotechnique proposé

Le programme de reconnaissance a consisté de la réalisation de :

❖ **Essais in situ :**

- ✚ Deux (02) sondages carottés (SC) de 20m de profondeur pour déterminer la lithologie des sols en place, et prélever des échantillons pour essais au laboratoire ;
- ✚ Un (01) tube inclinomètre de 20 ml qui a été implanté au sondage SC02
- ✚ Un (01) sondage pressiométrique de 20 m.

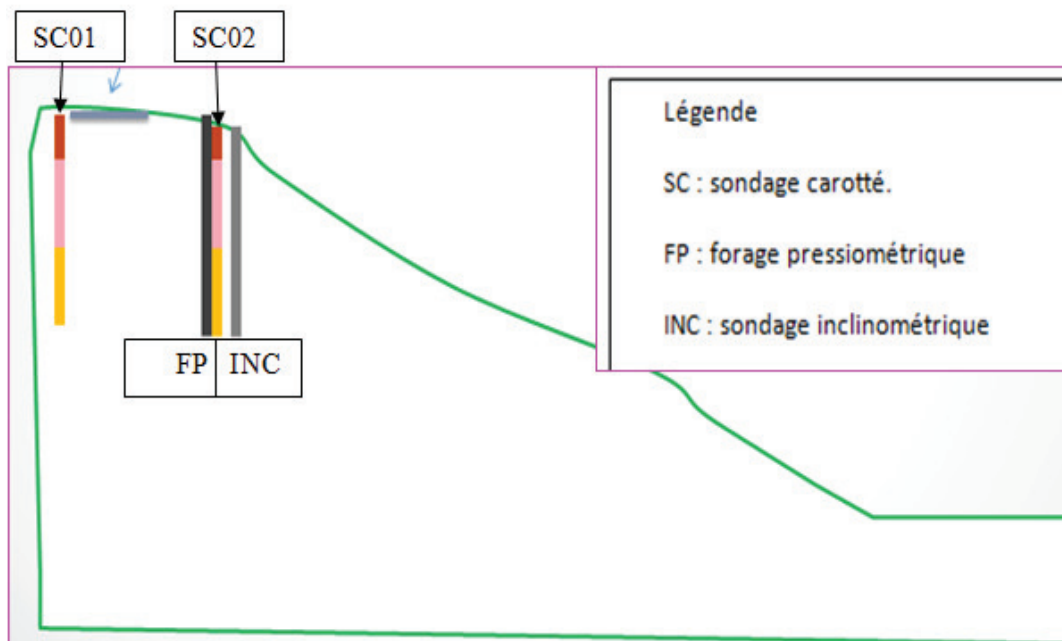


Figure VII.1 Schémas d'implantation des essais in situ.

❖ **Essais au laboratoire**

- ✚ Essais d'identification physique (Densités sèches, Densités humides, teneur en eau, ... etc.).

Cette campagne de reconnaissance géotechnique a été définie à la base des recommandations du laboratoire LMTPB et sous la validation du maître de l'ouvrage, néanmoins nous estimons qu'il était préférable d'ajouter d'autres essais in-situ et au laboratoire à savoir :

- Un essai de cisaillement triaxial type CU+U.
- Un essai de cisaillement triaxial type UU.
- Un essai de pompage pour évaluer la perméabilité des formations en place.

VII.2.2. Les résultats de reconnaissance géotechnique fournie par le laboratoire

VII.2.2.1. Les essais in situ

✚ **Sondages carotté (SC)**

Les sondages carottés réalisés sur site du projet nous ont permis de faire la description suivante :



Figure VII.2. Réalisation d'un point de sondage carotté.

Sondage n°01

- 0.00m à 02.50m : Remblais (d'origine alluvionnaires) ;
- 02.50m à 19.00 : Eboulis de pentes à gros blocs de grès enveloppés dans une matrice argilo- graveleuse ;
- 19.00à 20.00m : Passage d'argiles marneuses grises.

Sondage n°02

- 0.00m à 02.50m : Remblais ;
- 02.50m à 11.00m : Eboulis de pentes (gros blocs de grés enveloppés dans une matrice argileuse, caillouteuse et graveleuse jaunâtre et devient grisâtres, très importante en profondeur ;
- 11.00 à 20m : Passage d'argiles marneuses graveleuses et caillouteuses grises.

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

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

Inclinomètre

Un tube inclinométrique a été placé dans le trou de forage du sondage carotté SC02 afin de suivre l'évolution des déplacements de terrain le long du forage, fait à partir des mesure ponctuelles (effectués le 01/11/2014 et le 12/12/2014).

À partir de 14.00m de profondeur, un déplacement vers l'Ouest a été enregistré, la valeur de ce mouvement est de l'ordre de 5mm en surface (Voir Annexe01).



Figure VII.3. Inclinomètre (SC02)

Essai préssiométrique

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

- Module préssiométrique EM.
- Pression de fluage Pf.
- Pression limite Pl.

Des mesures ont été prises à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées. Les valeurs des pressions limites et modules préssiométrique sont insérées dans le tableau VII.01 annexe 01.

VII.2.2.1. Essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire, sont représentés respectivement dans les tableaux récapitulatifs VII.02 et VII.03 pour les sondages carottés 01 et 02 en annexe 01.

VII.3. CONCLUSION

L'analyse des résultats fournis par la campagne de reconnaissance géotechnique nous donne une idée sur la lithologie du terrain (position des couches de sol et de la nappe d'eau) pour chaque zone de glissement ainsi que les caractéristiques géomécaniques nécessaires pour décrire et modéliser le comportement de ces formations.

CHAPITRE VIII

VIII.1. INTRODUCTION

Cette étude vise l'évaluation de l'aléa glissement de terrain à Tifra wilaya de Bejaia, de manière à conforter ce dernier. Cette étude fait intervenir différents logiciels (AUTOCAD, COVADIS, SLIDE, GEO-STUDIO et ROBOT EXPERT).

VIII.2. PRESENTATION DES LOGICIELS

Les méthodes de calcul sont assez complexes : les calculs manuels qu'elles entraînent sont longs, onéreux, fastidieux, et bien souvent affectés d'erreurs liées à l'opérateur humain.

Aujourd'hui, les calculs sur ordinateur sont d'un emploi courant. Dans notre cas ;

- COVADIS : nous a permis de tracer les coupes du talus.
- SLIDE ET SLOPE/W : nous ont permis de déterminer le facteur de sécurité global vis-à-vis du grand glissement.
- SIGMA/W : élaboration d'un calcul par la MEF.
- ROBOT EXPERT : calcul de ferrailage.
- AUTOCAD : dessin des plans d'exécutions.

VIII.3. ETUDE DE LA STABILISATION DU VERSANT AVANT AMENAGEMENT

VIII.3.1. Analyse à rebours

Tout d'abord, une vérification par les logiciels de calcul de stabilité (SLIDE et SLOPE/W) est effectuée avant aménagement (à l'état actuel du versant). Cette vérification permettra de reproduire l'état actuel du versant et de déduire les paramètres de résistance de cisaillement mobilisés.

VIII.3.1.1. Le principe de l'analyse à rebours

Le principe est de fixer le facteur de sécurité $F_S \approx 1$ (équilibre limite) sur un profil de calcul critique (coupe située au niveau de la zone A3) défini en confrontation avec les surfaces de rupture déduites à partir des levés géologiques et les résultats des travaux géotechniques réalisés.

VIII.3.1.2. Paramètres de calcul

- **Niveau d'eau**

Le niveau d'eau est à 4 mètres de profondeur par rapport au terrain naturel.

- **Caractéristiques des formations en dehors de la zone de glissement**

Les caractéristiques des formations en dehors de la zone de glissement sont obtenues à partir des corrélations.

Au droit de la zone d'étude A₃ ; seules sont fournies les résultats de l'essai pressiométrique de Ménard. Afin d'étudier la stabilité de cette zone, les paramètres intrinsèques des sols (C' ; ϕ') à court et long terme nous sont indispensables.

On fait recours à la corrélation de Vaillant et Catteau reliant les paramètres pressiométriques (PI) avec les caractéristique de résistance au cisaillement (c ; ϕ), à court et à long terme. Le recours à ce genre de corrélations est fréquent dans la pratique courante lorsque les essais de cisaillement sont indisponibles ou les conditions d'échantillonnage sont de mauvaise qualité.

Les tableaux suivants récapitulent les différentes corrélations adaptées pour chaque type de sol considéré.

Tableau VIII.1. Caractéristiques drainées (ϕ' , C') en fonction de PI

Type de sol	Caractéristiques mécaniques		
	PI (Mpa)	ϕ' (°)	C' (KPa)
Limon	$PI \leq 0,52$	$\phi' = 5,8.PI + 29$	$C' = 43,9 - 1,1.\phi'$
	$0,52 \leq PI$	$\phi' = 0,67.PI + 31,7$	
Argile	$PI \leq 0,3$	$\phi' = 5,8.PI + 22$	$C' = 33,8 - 0,6.\phi'$
	$0,3 \leq PI \leq 1$	$\phi' = 1.5PI + 28.5$	
Sable	$PI \leq 0,95$	$\phi' = 5,8.PI + 29,4$	$C' = 36,7 - 0,8.\phi'$
	$0,95 \leq PI$	$\phi' = 1,7.PI + 33,7$	

Tableau VIII.2. Caractéristiques à court terme (C_u ; ϕ_u) en fonction de PI

Type de sol	Caractéristiques mécaniques		
	PI (MPa)	C_u (MPa)	ϕ_u (°)
Limon	$PI \leq 0,3$	$C_u = PI/8$	$\phi_u = 20,2 - 0,2C_u$ (C_u en KPa)
	$0,3 \leq PI \leq 1$	$0,037.PI + 0,027$	
	$1 \leq PI$	$C_u = 0,035.PI + 0,060$	
Argile	$PI \leq 0,3$	$C_u = 0,15.PI$	$\phi_u = 14,3 - 0,1C_u$ (C_u en KPa)
	$0,3 \leq PI \leq 1$	$C_u = 0,067.PI + 0,024$	
	$1 \leq PI$	$C_u = 0,052.PI + 0,039$	

Tableau VIII.3. Résultats des corrélations

Couche	Pl(Mpa)	caractéristiques à long terme		Caractéristiques à court terme	
		ϕ' (°)	c' (KPa)	c_u (KPa)	ϕ_u (°)
alluvions	0,75	34	10	74	7
Marne schisteuse	1,12	28	17	97	5

- **Caractéristiques des formations qui concernent le glissement**

Caractéristiques des formations qui concernent le glissement sont obtenues à partir de l'analyse à rebours.

VIII.3.1.3. Les étapes de calcul

1. La géométrisation du modèle

Afin de réaliser cette étude, il a fallu se servir du plan topographique de la zone A3 et on a utilisé le profil de la coupe verticale topographique (coupe A-B) par logiciel COVADIS pour trouver les dimensions réelles du talus.

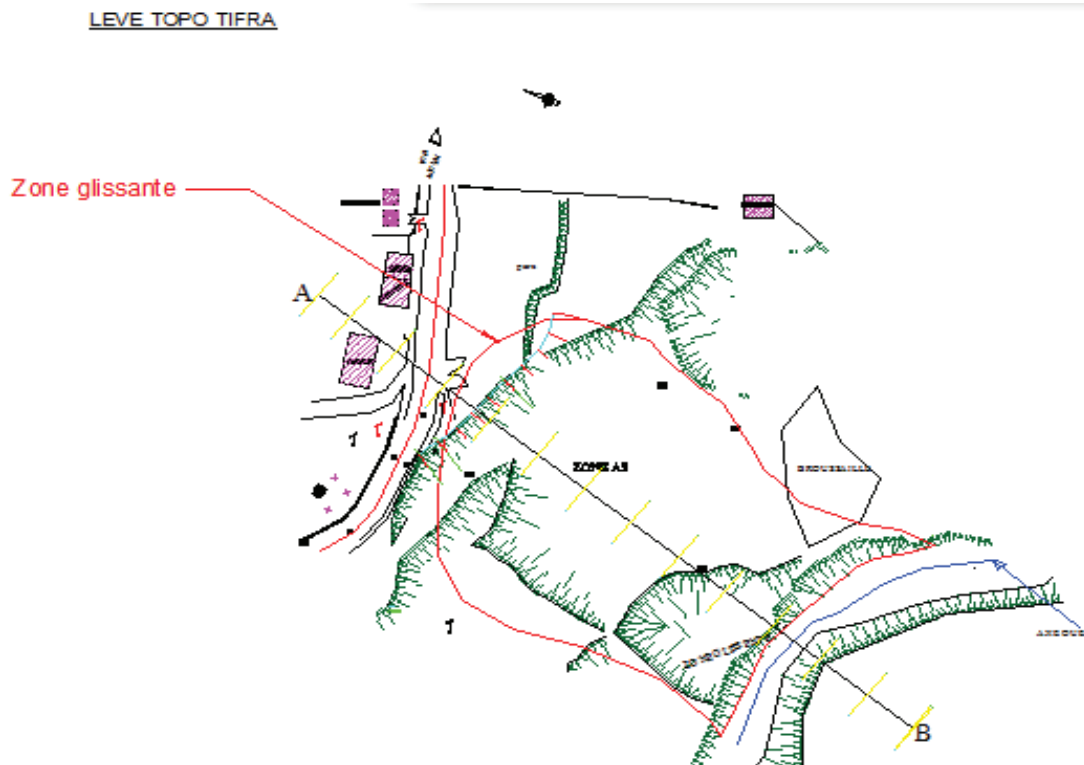


Figure VIII.1. Délimitation du glissement au niveau de la zone A3 sur un fond topographique (coupe A-B).

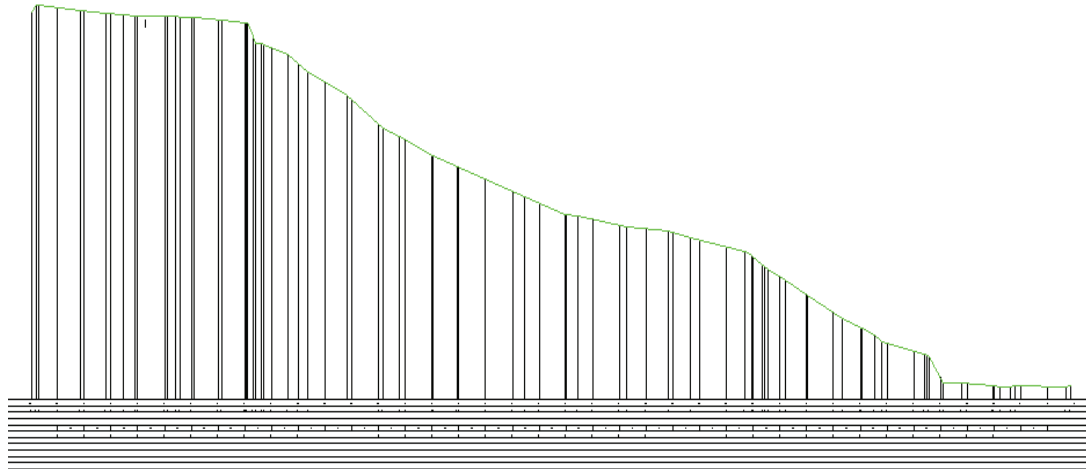


Figure VIII.2. Profil A-B du versant de la zone A3

Ensuite on importe le profile du talus dans le logiciel Slide.

Dans le cadre de la campagne géotechnique, des sondages carottés sont réalisés : Les coupes lithologiques des sondages ont permis de dresser une coupe géologique dans le sens du glissement (figure VIII.3) avec les dimensions réelles (angle, hauteur et épaisseur des différentes couches).

Après une visite au niveau du site de TIFRA (zone A3) et d'après le constat des géologues la couche marne argileuse est celle où la rupture s'est produite, on va prendre le $F_s = 1$ pour avoir la variation de cohésion (C_R') et l'angle de frottement interne (ϕ_R') de cette couche.

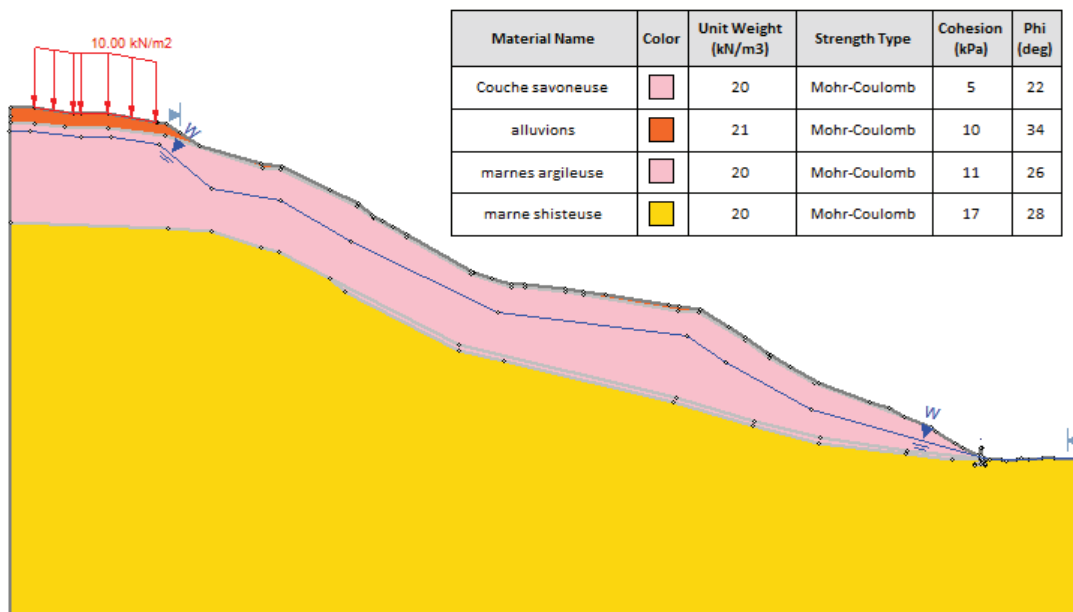


Figure VIII.3. Profil du talus du versant de la zone A3 dans Slide.

2. L'influence de cohésion (C') et l'angle de frottement interne (ϕ') sur le facteur de sécurité

On a fixé le $F_s = 1$ pour avoir la cohésion et l'angle de frottement interne, les résultats trouvés sont cités dans les figures suivantes :

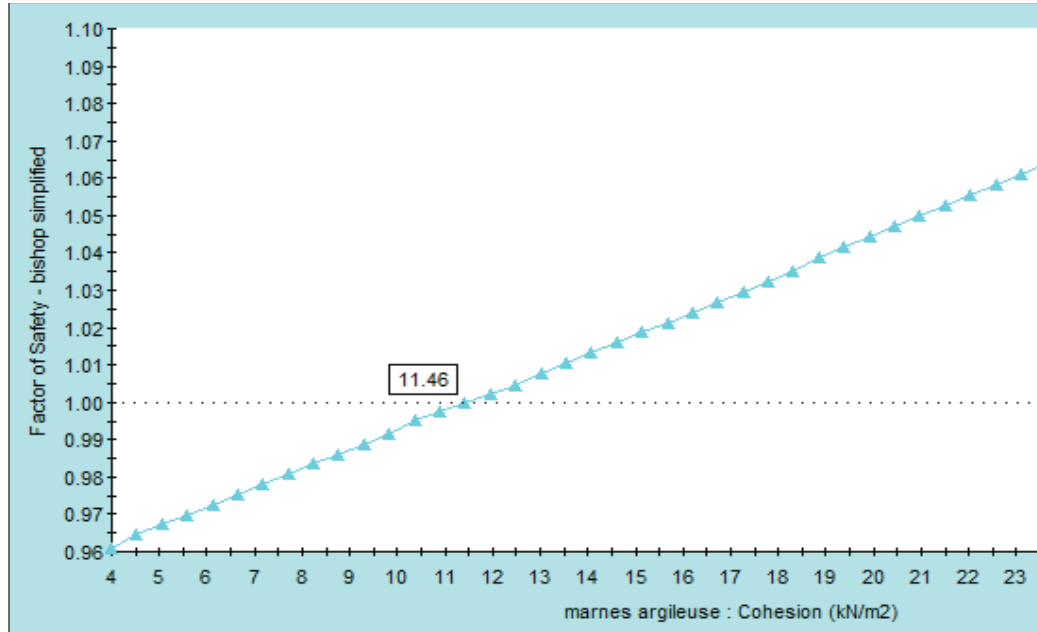


Figure VIII.4. La variation de cohésion (C').

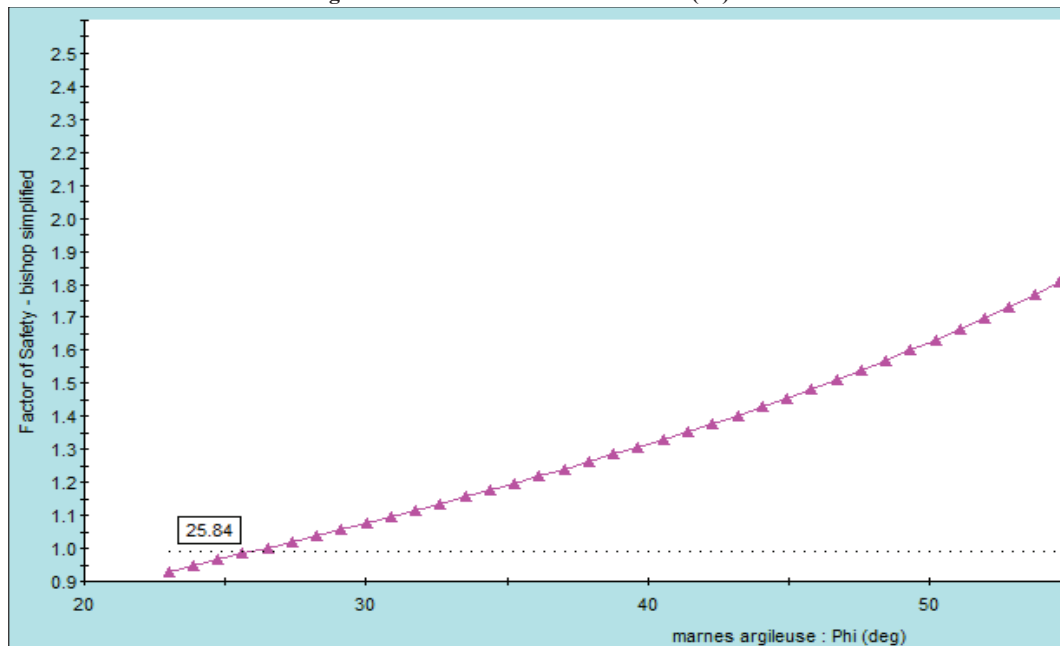


Figure VIII.5. La variation de l'angle de frottement (ϕ').

Les résultats obtenu d`après les graphes (figures VIII.4 et VIII.5) précédentes on résume dans le tableau ci –dessous :

Tableau VIII.4. La cohésion (c_R) et l`angle de frottement interne (ϕ_R) de la couche marne argileuse.

$F_s = 1$	Cohésion (KN/m ²)	L`angle de frottement interne (°)
Marne argileuse	11	26

D`après ce qui précède, les caractéristiques géomécaniques des formations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 Caractéristiques des formations.

	Remblai	Marne argileuse	Couche savonneuse	Marne schisteuse
γ (KN/m ³)	21	20	20	20
ϕ' (°)	34	26	22	28
C' (kPa)	10	11	5	17

IV.3.1.3 Résultats de calcul

Les résultats de l`analyse à rebours réalisés à l`aide de logiciel « Slide » par les méthodes de Bishop et Spencer (figure VIII.6), le résultat de logiciel Geoslope/W (figure VIII.7).

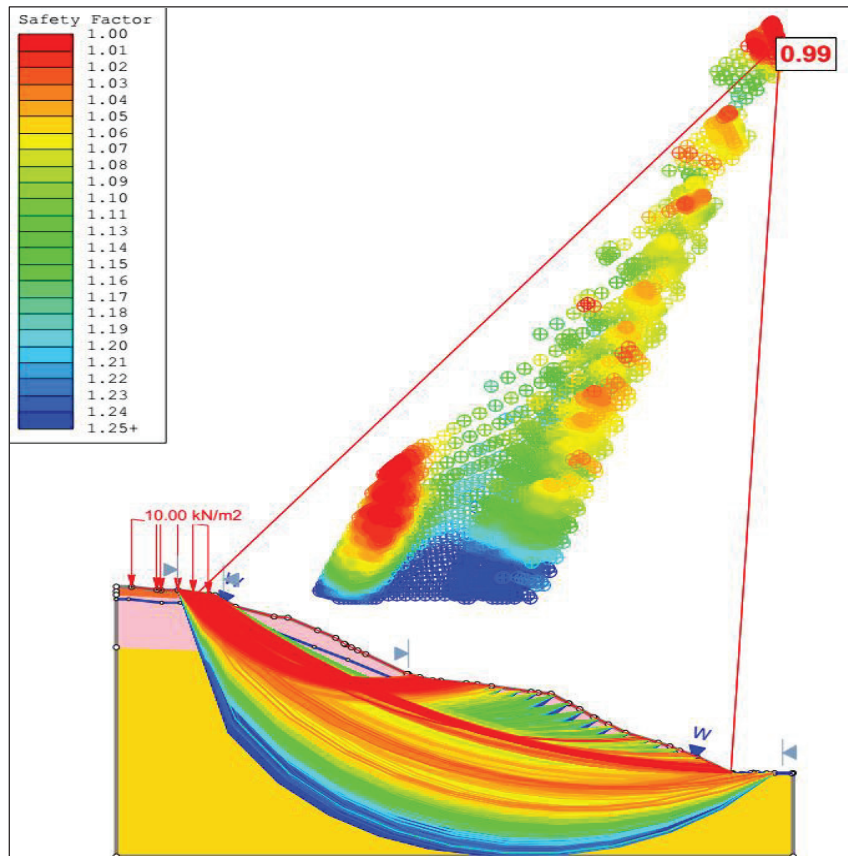


Figure VIII.6. Résultats de l`analyse à rebours par la méthode de Bishop

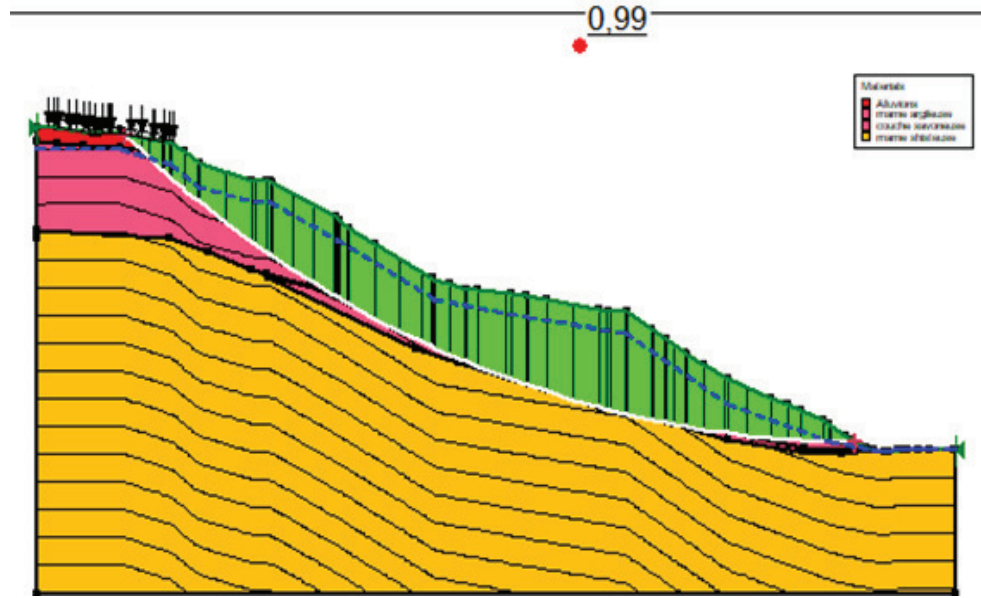


Figure VIII.7. Résultats de l'analyse à rebours par la méthode de Bishop

Tableau VIII.6. Résultats de l'analyse à rebours

	Logiciel Slide		Logiciel Geoslope	
	Bishop	Spencer	Bishop	spencer
Fs	0.99	0.99	0.99	0.99

Remarque :

L'analyse à rebours donne des résultats très comparables pour les deux logiciels (convergence).

ETUDE D'AVANT PROJET SOMMAIRE (APS)

VIII.3. ETUDE DE LA STABILISATION DU VERSANT APRES AMENAGEMENT

VIII.3.1. Solution de confortement

L'instabilité du versant est due essentiellement à la combinaison de plusieurs facteurs.

Pour cela, nous avons proposé une solution globale au problème en passant par deux phases :

- Phase I : Elimination des causes d'instabilité.
- Phase II : Protection du site par un ouvrage de soutènement.

VIII.3.1.1. Phase I (en aval)

En se basant sur les observations effectuées sur terrain, la morphologie du versant et l'état actuel du site, il apparait que les mouvements dans ce versant continueront à se manifester si le phénomène d'affouillement engendré par les crues de l'oued existerait.

Afin d'éliminer les causes d'instabilité, on propose les deux solutions suivantes :

- ✚ **Solution N°1 : Réalisation d'un mur de soutènement en béton armé sur un linéaire de 100 m.**



Figure VIII.8.Exemple d'un mur de soutènement

❖ **Pré dimensionnement de mur de soutènement**

Tableau VIII.7 Pré dimensionnement du mur de soutènement.

hauteur	Couronnement C	Epaisseur de la semelle B	Largeur du patin A	Encastrement S voile semelle	Largeur du talon p	Ancrage D
5m	0,21	3	1	0,42	1,58	1,5

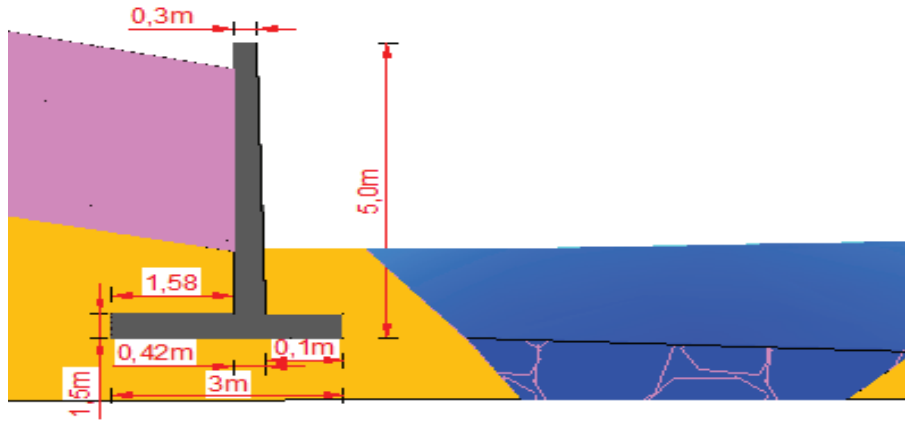


Figure VIII.9. Schémas du mur de soutènement pré dimensionné.

✚ **Solution N°2 : réalisation d'un enrochement sur un linéaire de 100m.**



Figure VIII.10. Exemple d'un enrochement

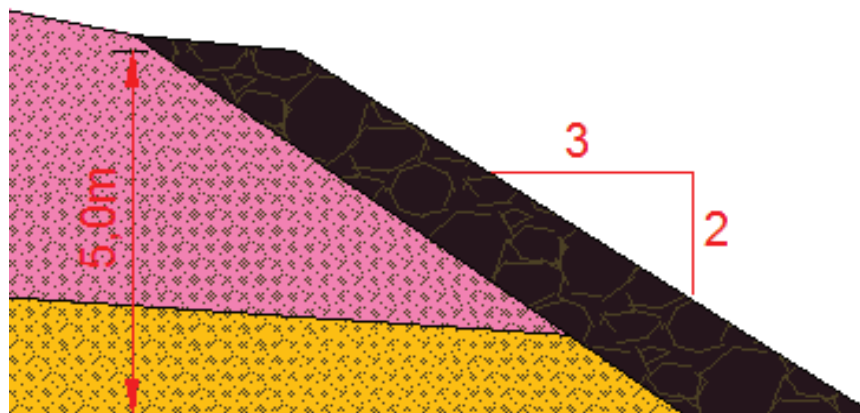


Figure VIII.11. Schémas de l'enrochement à réaliser.

Ces solutions doivent être accompagnées par

- **un système de drainage** pour diminuer les efforts dus à la pression interstitielle.
- **Un seuil en gabion** : Cette technique permet la protection des effets d'érosion hydrique en laissant passer à travers ces structures l'eau tout en retenant les matières contenues dans le sol.



Figure VIII.12. Exemple d'un seuil en gabion.

VIII.3.1.2. Phase II : en amont du versant (bordure CW13)

Une fois que le versant est asséché, on passe à la deuxième phase pour la réalisation d'un ouvrage de confortement profond et léger, pour cela on a proposé deux solutions :

Solution N° 01 : Stabilisation par une paroi clouée de béton armé.

Solution N° 02 : Stabilisation par une rangé de pieux.

✚ SOLUTION N°1 : Confortement par une paroi clouée

Cette solution consiste à la réalisation d'un ouvrage de soutènement en deux niveaux de paroi clouée qu'elle s'agit d'un voile en béton armé associée à des clous (tirant passifs) installés dans des forages préalables inclinés. Pour améliorer le comportement de l'ouvrage la paroi est munie des drains subhorizontaux pour le drainage.

L'analyse de stabilité par le logiciel SLIDE selon EN 1997 (approche de calcul 03), donne le résultat suivant :

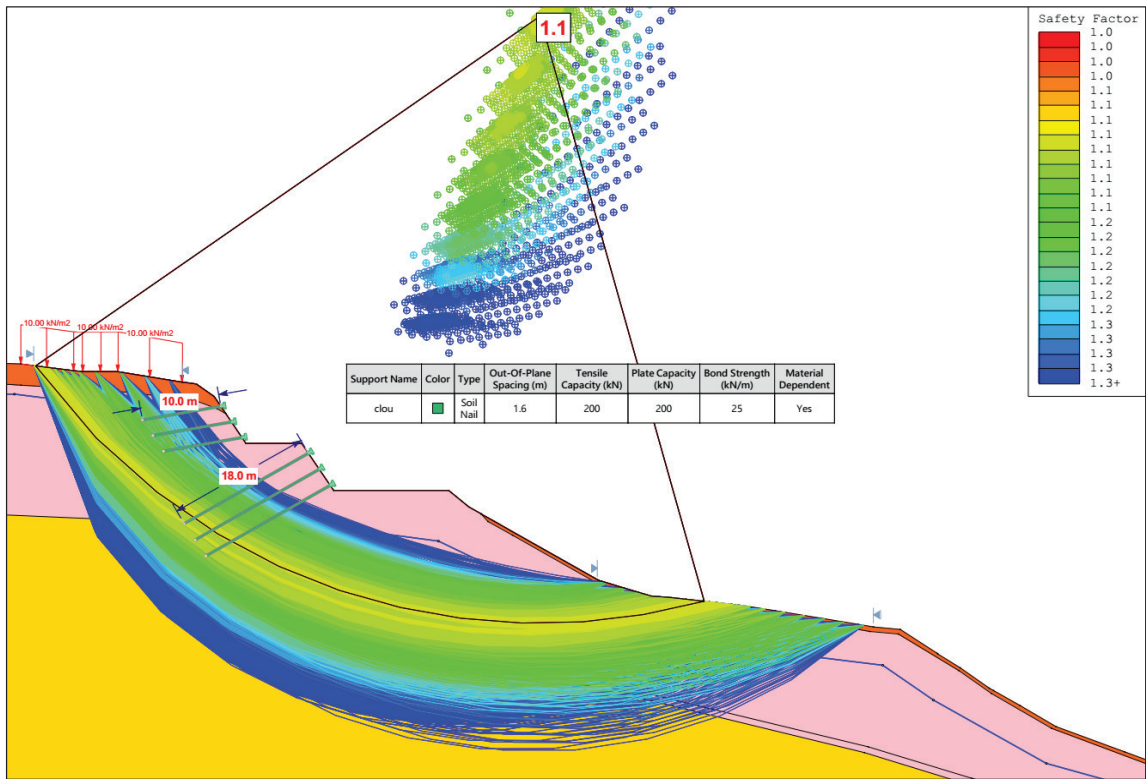


Figure VIII.13 stabilité du versant après confortement par une paroi clouée

Tableau VIII.8. Coefficient de sécurité de la paroi clouée

Technique de stabilisation	Fs recherché	Fs trouvé	Le gain en facteur de sécurité $\Delta F_s(\%)$
Paroi clouée	1.10	1.10	10

SOLUTION N°2 Confortement par une rangée de pieux

Les paramètres à introduire pour chaque pieu sont les suivants :

- Longueur : 25m
- Inclinaison/Horizontal : 90°
- Diamètre du pieu : 1.2 m
- La résistance au cisaillement du pieu: 1300 KN/ m²
- Espacement entre pieux : 2.4 m
- Nombre de pieux : 31
- Ces pieux sont reliés entre eux par une longrine en béton armé (poutre de couronnement 1.5*1.5).

Le calcul de stabilité par le logiciel selon EN 1997 approche de calcul 02, donne le résultat suivant :

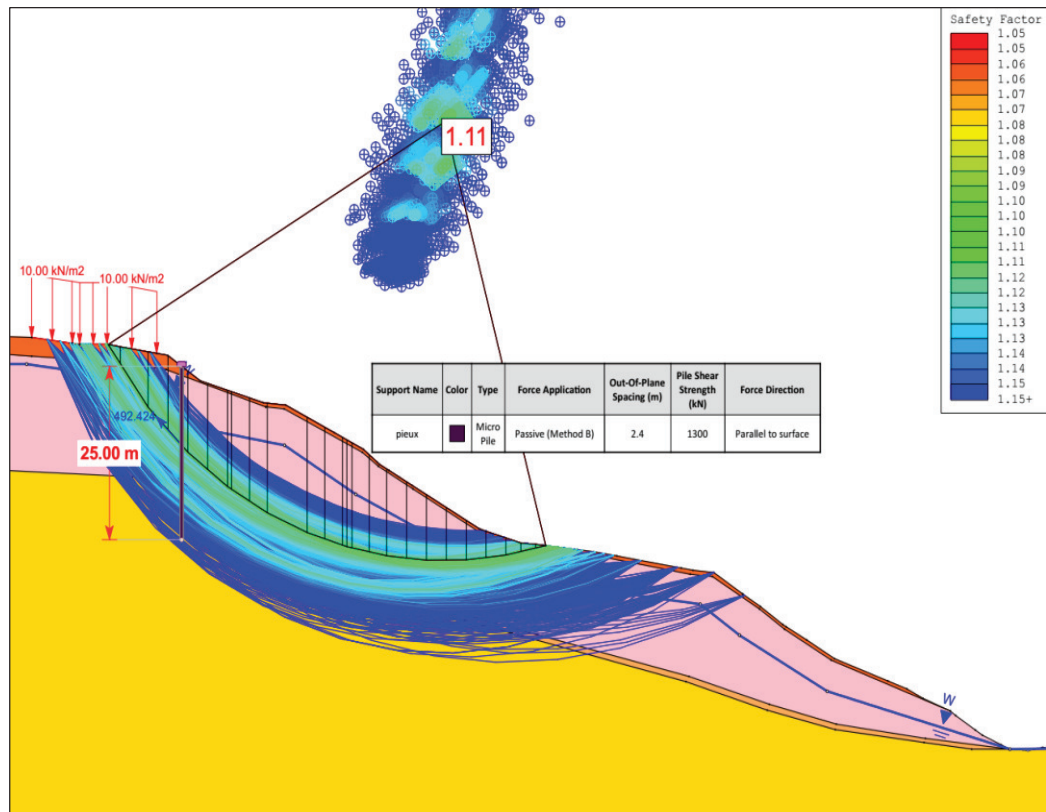


Figure VIII.14. Etat statique paroi de pieux.

Tableau VIII.9. Coefficient de sécurité de la paroi de pieux

Technique de stabilisation	Fs recherché	Fs trouvé	Le gain en facteur de sécurité $\Delta F_s(\%)$
Rangée de pieux	1 à 1.2	1.11	11

VIII.4. EVALUATION DES COUTS

VIII.4.1. Phase I : Partie aval

Solution N°01 : Stabilisation par un mur de soutènement sur un linéaire de 100m + 02 seuils en gabion

Tableau VIII.10. Le cout de la solution N°01

Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	m ³	450	1 000	450 000
Mur de soutènement	m ³	576	35 000	20 160 000
02 Seuils en gabion	m ³	532.5	3 500	1 863 750
Total HT			22 473 750	
TVA 19			4 220 013	
Total TTC			26 743 763	

Solution N°02 : Réalisation d'un enrochement sur un linéaire de 100m + 02 seuils en gabion.

Tableau VIII.11. Le cout de la solution N°02

Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement	m ³	180	1 000	180 000
Enrochement	m ³	900	3 500	3 150 000
02 Seuils en gabion	m ³	532,5	3 500	1 863 750
Total HT			5 193 750	
TVA 19			986 812	
Total TTC			6 180 562	

VIII.4.2. Phase II : partie amont

Solution N°01 : Soutènement par une paroi clouée sur un linéaire de 100m.

Tableau VIII.12. Le cout de la solution paroi clouée.

Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement (purge partielle et évacuation).	m ³	10 800	200	2 160 000
Mise en œuvre d'un parement en béton armé d'épaisseur de 20 cm y compris, ferrailage et béton projeté voie sèche.	m ²	1 440	10 000,00	14 400 000
Réalisation des ancrages HA Ø32mm, compris scellement et mise en place des accessoires.	ml	5 250	8 000,00	42 000 000
Total HT			58 560 000	
TVA 19			11 126 400	
Total TTC			69 686 400	

Solution N°02 : Stabilisation par une rangée de pieux de diamètre 1200mm sur un linéaire de 100m.

Tableau VIII.13. Le cout de la solution paroi de pieux.

Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Réalisation des pieux de D1200 de 25 m de profondeur espacés de 2.4m (forage, ferrailage et bétonnage)	ml	1 050	60 000	63 000 000
Poutre de couronnement	m ³	225	45 000	10 125 000
Total HT			73 125 000	
TVA 19			13 893 750	
Total TTC			87 018 750	

VIII.5. ANALYSE MULTICRITERE

Tableau VIII.14. Analyse multicritère

Partie amont				
Solutions	Avantages	Inconvénients	Fs	Le cout (DA)
Paroi clouée	+Un matériel réduit pour la construction (engin de terrassement, engin de forage, centrale d'injection et une machine à projeter le béton) ; +Une rapidité d'exécution. +Une bonne adaptation au site.	-Elle nécessite de faire appel à une entreprise spécialisée.	1.10	69 686 400
Rangée des pieux	+Elle ne comporte pas des grands travaux de terrassements ; +Une bonne adaptation au site + Réalisable par des entreprises locales. +Niveau de sécurité satisfaisant +Une emprise réduite.	-Très couteuse ; -Délai de réalisation important. -Rupture brusque et travaux de réhabilitation difficiles en cas de rupture.	1.11	87 018 750
Partie aval				
Mur de soutènement	+Facilité de réalisation. +Réalisable par des entreprises locales. + Volume de terrassement agréable. + Solution rigide pérenne.	-Solution couteuse		26 743 763
Enrochement	+ Souplesse, déformabilité, + Facilité de mise en œuvre, +Capacité drainante, +Ralentissement du débit, + Pose possible sous l'eau, + Protection des écosystèmes, +Parfaite intégration à l'environnement.	-Volume énorme à mettre en place -Disponible localement mais avec parfois une qualité moindre.		6 180 562

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE (APD)

VIII.6. CHOIX DE LA SOLUTION

Partie aval : mur de soutènement ou enrochement ?

Les deux soutènements offrent le même gain de sécurité, mais diffèrent énormément sur leur aspect esthétique et sur leurs coûts, le mur de soutènement est plus chère que l'enrochement.

L'enrochement est très logiquement la solution la plus esthétique des deux possibilités. Ce dernier offre un aspect très naturel et proche du reste de l'environnement.

L'enrochement est très rapide à installer, une ou deux journées sont généralement suffisantes.

Selon ce qui précède, on retient la solution N° 02 qui est l'enrochement.

Partie amont : parois cloué ou rangé de pieux ?

L'avantage de la rangée de pieux est d'éviter d'avoir à terrasser la route contrairement à la paroi clouée qui nécessite un terrassement volumineux et un cadre de mise en œuvre spécial.

On retient comme solution le confortement par une rangé de pieux en amont l'enrochement tout ou long du pied de talus et 2 seuils en gabion en aval.

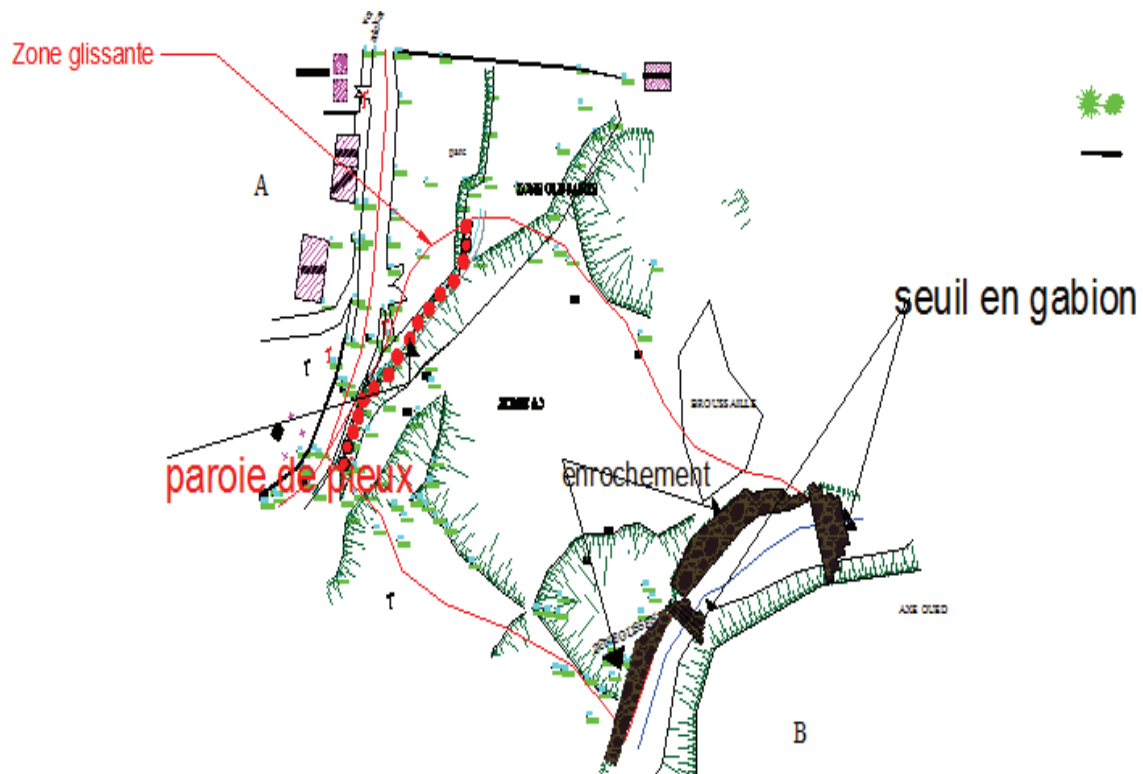


Figure VIII.15. Schémas des solutions retenus.

VIII.7. DIMENSIONNEMENT DES SOLUTIONS

VIII.7.1. En aval : Vérification de la stabilité externe des seuils en gabion

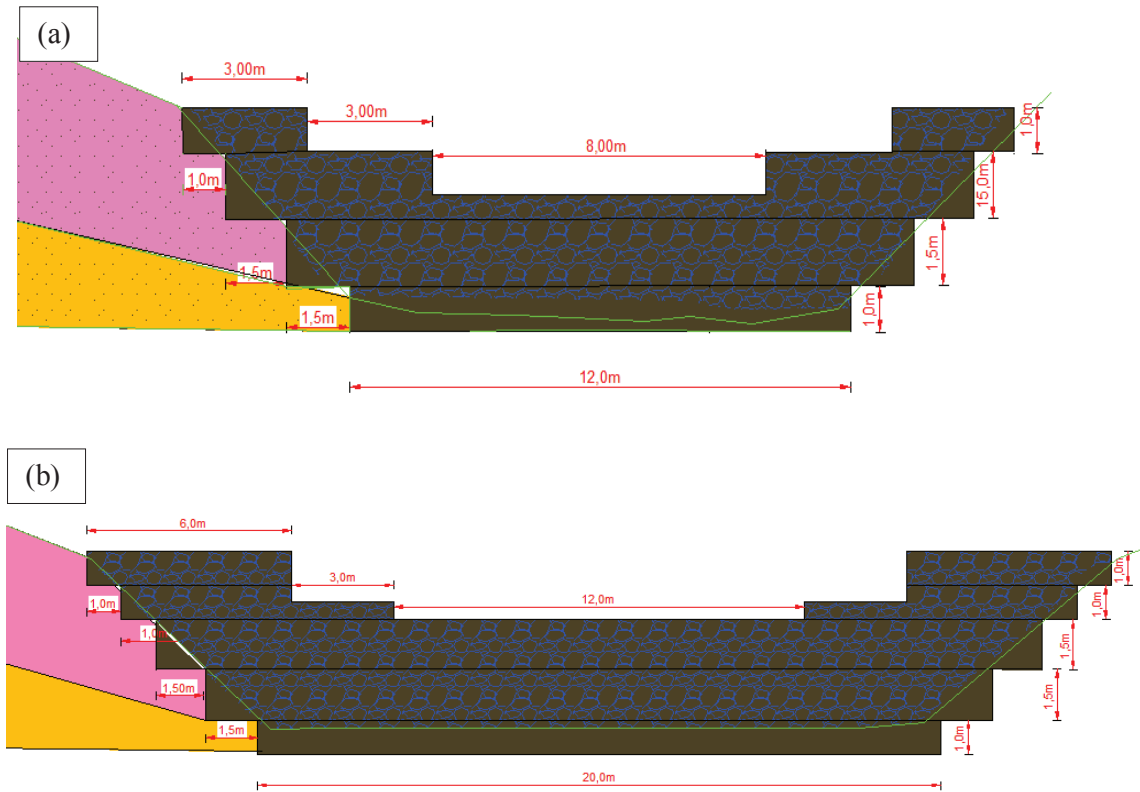


Figure VIII.16 profil type des seuils en gabion : (a) gabion 01 ; (b) gabion 02.

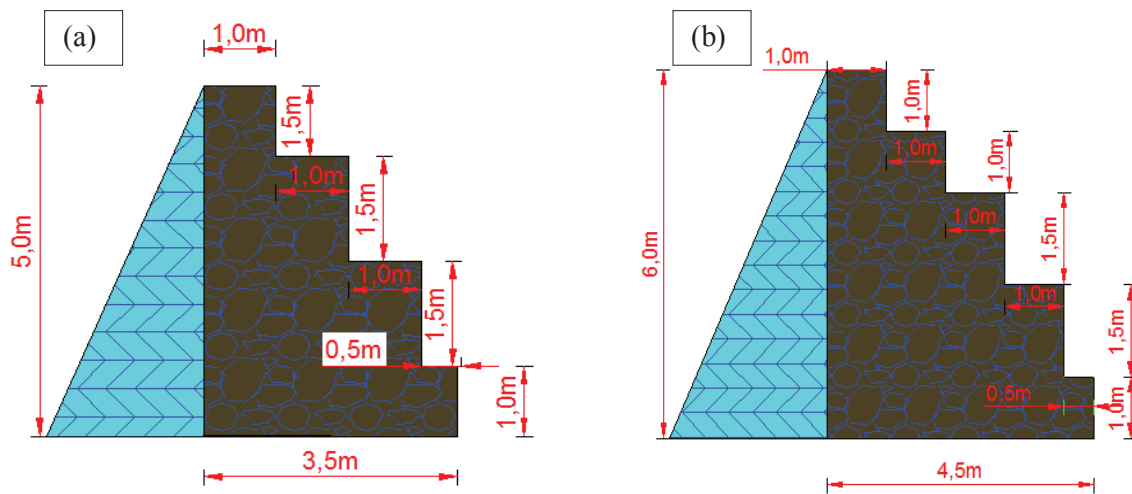


Figure VIII.17. Profils en travers des seuils en gabion : (a)gabion 01 (b) gabion 02.

Tableau VIII.15. Les données du calcul

	Poids volumique (KN/m ³)	Φ'(°)	Hauteur	Volume de gabion (m ³ /ml)	Le centre de gravité
Seuil de gabion 01	25	28	5,00m	12,00	X _{G1} = 1,90
					Y _{G1} = 2,49
Seuil de gabion 02	25	28	6,00m	18,00	X _{G2} = 2,42
					Y _{G2} = 3,09

VIII.7.1.1. Vérification de la stabilité au glissement

Pour chaque combinaison d'action on vérifie que : $H_d \leq \frac{V_d.tg\phi'}{Sg_1} + \frac{C'.A'}{Sg_2}$

Avec les notions suivantes :

H_d et V_d : composante de calcule horizontal et vertical de l'effort appliqué à la fondation.

A' : surface comprimé de celle-ci.

Φ' : angle de frottement interne du sol support.

C' : cohésion

S_{g1} est pris égal à 1.2

S_{g2} est pris égal à 1.5

Tableau VIII.16. Calcul de stabilité au glissement des deux seuils en gabions.

	Seuil 01	Seuil 02
V _g (m ³ /ml)	12.5	18
V _d (1ml) =V _g *γ _{enrochement}	312.5	450
V _d .tgφ'	166.159	239.269
H _w =γ _{eau} * H ² /2	125.000	180.000
$Sg = \frac{V_d.tg\phi'}{H_w}$	1.33 > 1.2	1.33 > 1.2
La stabilité au glissement	vérifié	vérifié

La stabilité vis-à-vis au glissement est vérifiée.

VIII.7.1.2. Vérification du moment au renversement

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de risque de basculement de l'ensemble selon la condition au renversement :

$$F_R = \frac{\sum M_{stabilisant}}{\sum M_{renversant}} > 1,5$$

Tableau VIII.17. Calcul de stabilité au renversement des deux seuils en gabions.

	Seuil 01	Seuil 02
MG/0=	1710,931	978,316
M FH/0=	102,606	153,909
XG	3,17	2,9
YG	2,407	1,567
SR $\frac{\sum_1^m(Mstab/o)}{\sum_1^m Mrenv/o}$	4,75 > 1,5	4,7 > 1,5
La stabilité au renversement	vérifié	vérifié

La stabilité au renversement est vérifiée.

VIII.7.2. En amont

VIII.7.2.1. Vérification de la stabilité externe des pieux

✚ Cas statique

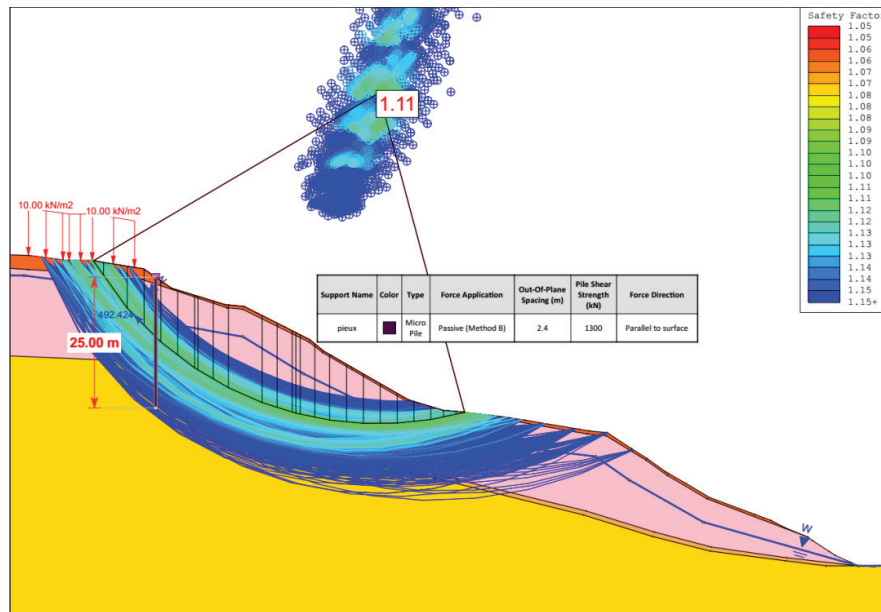


Figure VIII.18. Cas statique

✚ Cas pseudo statique :

Conformément à l'article [5.5.2.5] de RPOA 2008, la vérification de la stabilité des talus peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficient sismique : $A_h=0,5*A$ et $A_v= 0,3*A_h$; Tel que le coefficient d'accélération sismique $A=0,15$ (zone sismique 2A et un ouvrage de groupe 2 d'où : $A_h=0,075$ et $A_v=\pm 0,0225$).

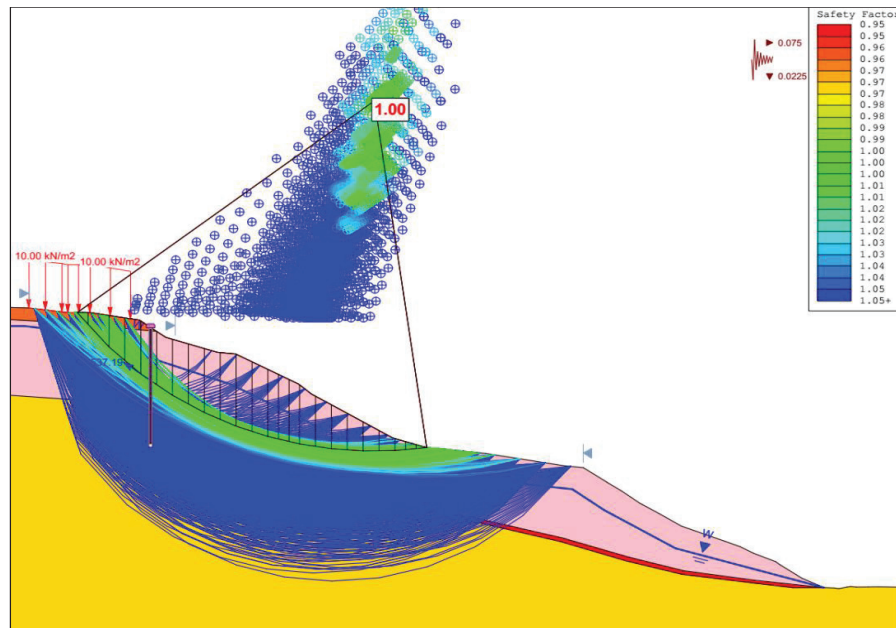


Figure VIII.19. Cas pseudo statique

VIII.7.2.2. Vérification de la stabilité interne

✚ Présentation de modèle élément finis

Élaboration d'un calcul par la MEF à l'aide du logiciel Geo-studio (SIGMA /W) afin d'évaluer les déplacements au niveau de la chaussée et les efforts internes au niveau des éléments de renforcement (rangée de pieux) ;

Le maillage du modèle est illustré dans la figure (VIII.20).

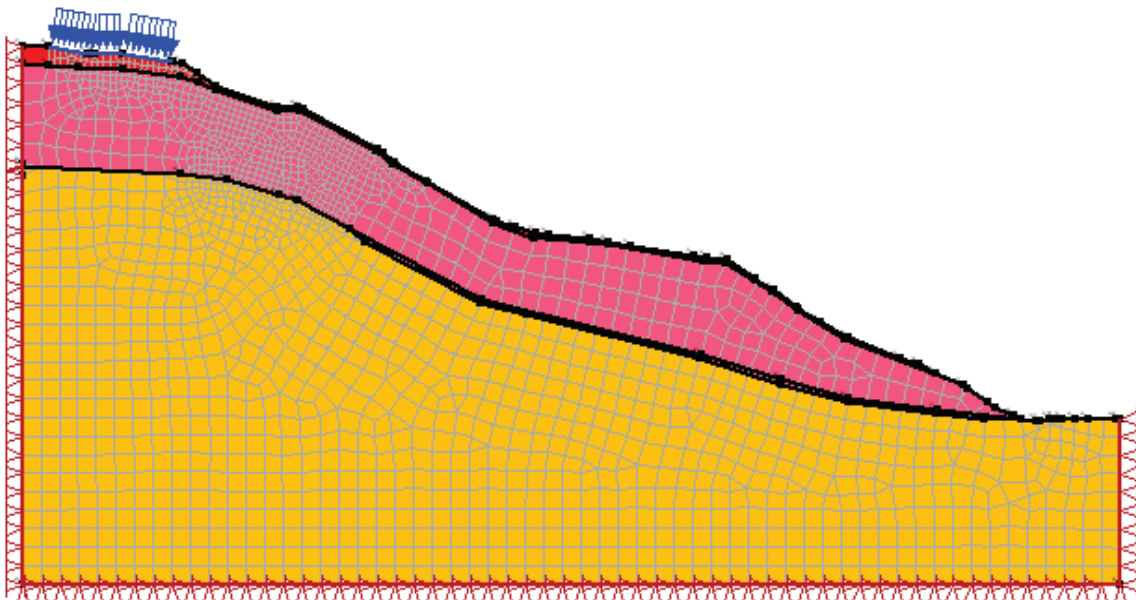


Figure VIII.20. Modèle éléments finis

Les principales caractéristiques de ce modèle sont :

- Maillage quadri et triangle de 2202 éléments avec 2243 nœuds. Le maillage est raffiné aux alentours de la zone de glissement
- Conditions aux limites sont :
 - Blocage horizontal des bords latéraux : $u_x = 0$;
 - Blocage horizontal et vertical de la base du modèle : $u_x = 0, u_y = 0$.
- Les pieux sont modélisés par des éléments poutre avec les caractéristiques suivantes :
 - Module d'élasticité « E » : 10 000 000 kPa (béton à long terme) ;
 - Section transversale normalisée (A/eh) : 0,471 m² ;
 - Moment d'inertie normalisé (I/eh) : 0,0424 m⁴.
 - Le comportement des sols est décrit en termes d'une loi élasto-plastique parfaite à contrainte effective en adoptant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, voici les caractéristiques géomécaniques utilisées :

Tableau VIII.18. Coefficient rhéologique

Type	tourbe	argile		limon		sable		Sable gravier	
Sur-consolidé très serré	α	$E_M/P1$	α	$E_M/P1$	α	$E_M/P1$	α	$E_M/P1$	α
Normalement consolidé normalement serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	10	1/3
Sur-consolidé altéré remanié ou lâche	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	610	1/4
Sous-consolidé altéré remanié ou lâche		7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		

Tableau VIII.19. Résultat des corrélations

	$E_M/P1$	α	$E=E_M/\alpha$ (KPa)
remblai	41,14	1/2	60 000
Argile limoneuse	16,42	1	15 000
Couche savonneuse	10,71	2/3	14 000
Marne schisteuse	14.25	2/3	24 000

Tableau VIII.20. Caractéristiques géomécaniques des matériaux

sol	Loi de comportement	Critère de rupture	γ (KN/m ³)	Φ'	C' (kPa)	E(KPa)	ν
Remblai	Elasto-plastique	Mohr-Colomb	21	34	10	60 000	0,334
Argile limoneuse	Elasto-plastique	Mohr- Colomb	20	26	11	15 000	0,334
Couche savonneuse	Elasto-plastique	Mohr- Colomb	20	22	5	14 000	0,334
Marne schisteuse	Elasto-plastique	Mohr- Colomb	20	28	17	24 000	0,334

Présentation des résultats de calcul

✚ Etat initial : génération des contraintes géostatiques

La répartition verticale correspond à une distribution linéaire des contraintes en fonction de la profondeur $\sigma_v = \sum_i^n \gamma_i \cdot h_i$

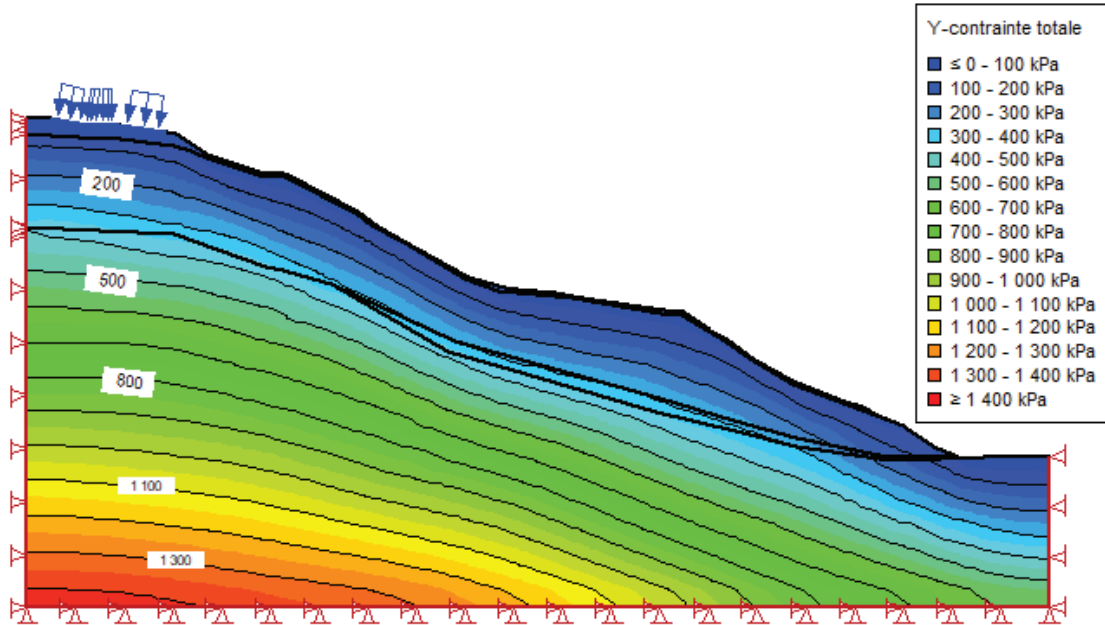


Figure VIII.21. Présentation des contraintes verticales géostatique.

✚ Etat final : calcul des contraintes/déformations après introduction des pieux.

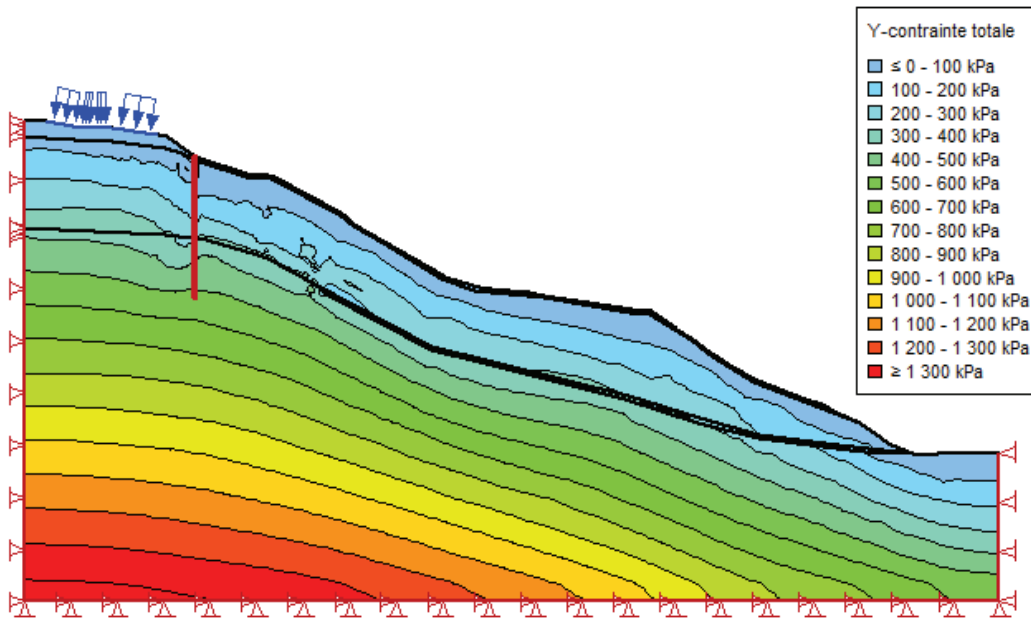


Figure VIII.22. Distribution des contraintes verticales après renforcement par pieux.

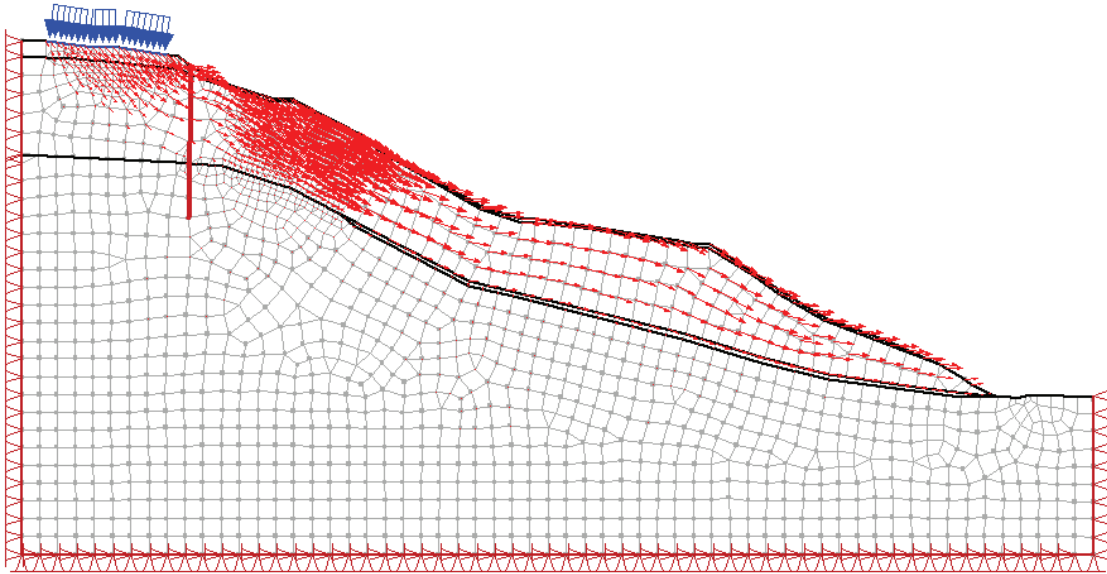


Figure VIII.23. Champs de vecteurs de déplacement après renforcement

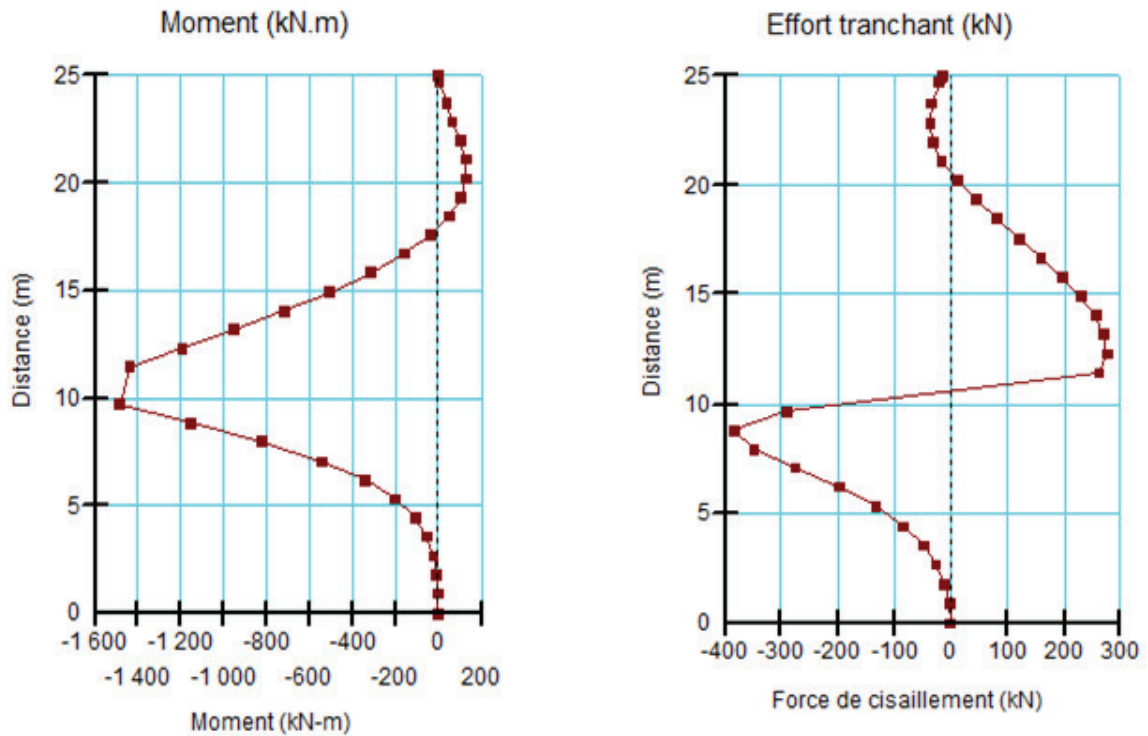


Figure VIII.24. Diagramme des efforts internes dans le pieu

VIII.7.2.3. Le ferrailage des pieux

Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et leur diamètre minimal de 12mm.

Elles sont entièrement ancrées dans la semelle de liaison au sens des règles B.A.E.L.

L'espacement des barres longitudinales ne peut être inférieur à 10 cm entre nus, sauf dispositions différentes du marché.

Dans le cas des pieux circulaires, les armatures possèdent le même diamètre et un écartement uniforme.

La section minimale d'armatures longitudinales est alors au moins égale à la fraction suivante de la section du béton :

- 0,005 lorsque la largeur ou le diamètre B de l'élément est inférieur à 1 m.

- 0,005. $\sqrt{1/B}$ dans le cas contraire, avec un minimum de 0,0035.

Dans notre cas, la section minimale d'armatures longitudinales est alors : 51,59 cm²

L'écartement des armatures transversales est au plus égal à 15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm.

Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm :

Tableau VIII.21. Armatures longitudinales et transversale

∅ Armature longitudinales	12-14	16	20	25	32
∅ Armature transversales	6-8	8-10	12-14	12-16	16

Pour mener les calculs, on adopte les hypothèses suivantes :

- $f_{c28} = 30,0$ (MPa).
- $f_e = 500,0$ (MPa).
- Fissuration préjudiciable.
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod 99.

Section circulaire :

- Diamètre : $D = 120,0$ (cm).
- Enrobage : $d = 2 \cdot r \cdot 0,05 = 6,0$ (cm).

Section rectangulaire :

- $b=h=150$ cm.
- $d=0.5 \cdot h=7.5$

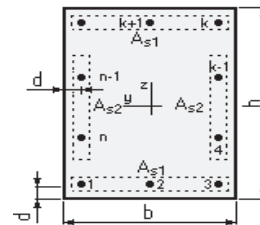
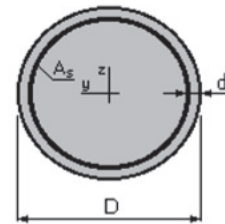


Tableau VIII.22. Les données de calcul

Pieu	Type de sollicitation	N(KN)	V (KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
D1200.	ELU	0,00	384 ,00	1486,00	0,00

Calcul manuel :

Les résultats obtenus à partir des abaques d'interaction (en annexe 02) sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.23. Ferrailage des pieux (calcul manuel)

Pieu	M _g (ELU) (KN.m)	$v = \frac{4N}{\pi D^2 f_{bc}}$	$\mu_G = \frac{4M_g}{\pi D^3 f_{bc}}$	$P = \frac{4A_s f_e / \gamma_s}{\pi D^2 f_{bc}}$	A _s (cm ²)	A _s adopté
D1200	1486,00	0	0.068	0.17	70.75	15HA25

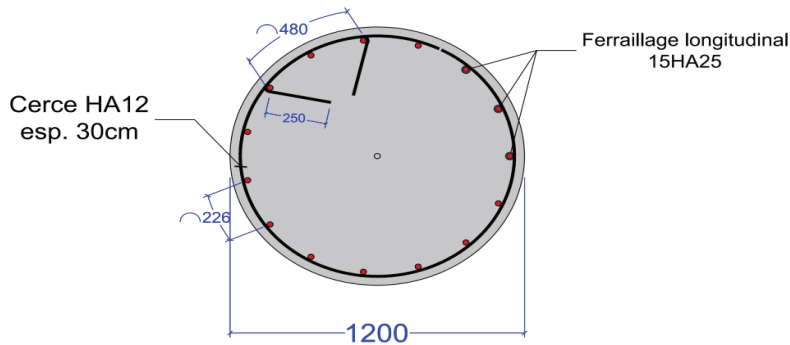


Figure VIII.25. Schéma du ferrailage type du pieu

Tableau VIII.24. Ferrailage de la poutre de couronnement (calcul manuel)

Poutre de couronnement (1.5*1.5)	M _g (ELU) (KN.m)	$v = \frac{N}{bh f_{bc}}$	$\mu_G = \frac{M_g}{bh^2 f_{bc}}$	$p + p' = \frac{(A + A') f_e / \gamma_s}{bh f_{bc}}$	A _s (cm ²)	A _s adopté
	1486	0	0.028	0.048	56	18HA20

Voici un tableau récapitulatif du ferrailage des pieux (Résultats des calculs en détail en annexe 03, note de calcul robot expert).

Tableau VIII.25. Ferrailage des pieux (robot expert)

	ferrailage longitudinale		ferrailage transversale			
	Section (cm ²)	Armature	Section (cm ²)		Armature ; Espacement	
Pieu D1200	71.3	15HA25	zone courante	zone critique	zone courante	zone critique (2.4m)
			1.1	1.1	1HA12 ;ts 30	1HA12 ;ts 20
Poutre de couronnement (1.5*1.5)	56	18HA20	1.1		1HA12 ; ts 20	

Les coupes longitudinales et transversales de ferrailage du pieu sont en annexe 04.

VIII.8. COUPE DE LA SOLUTION GENERALE DE CONFORTEMENT

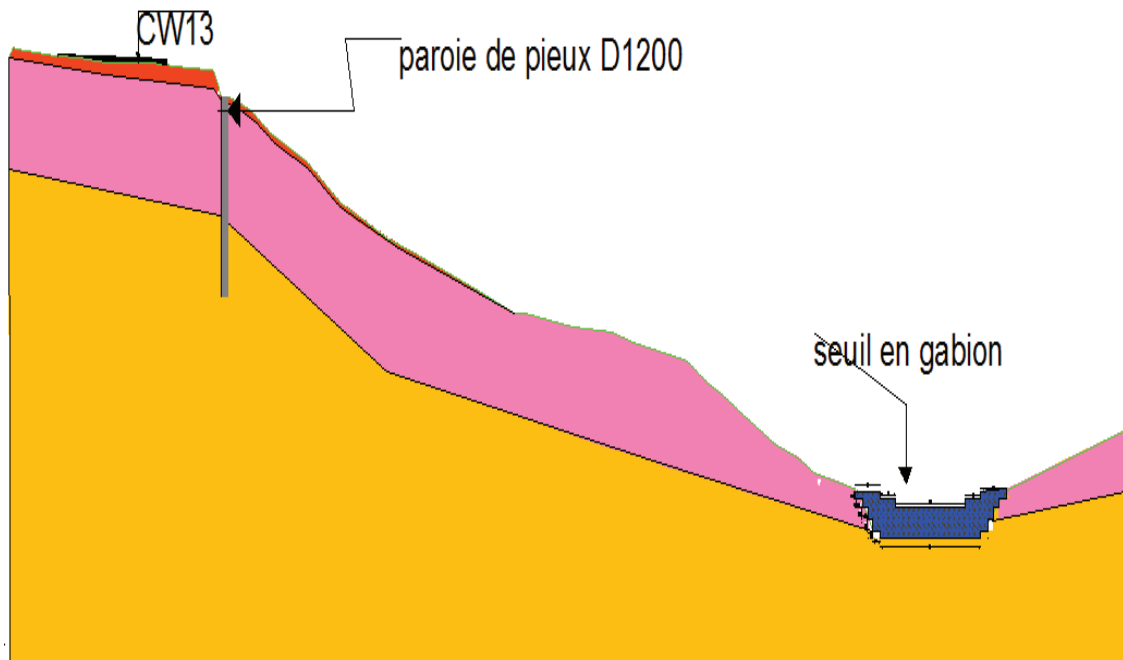


Figure VIII.26. Coupe de la solution générale de confortement.

VIII.9. CONCLUSION

Les aspects qui interviennent dans la recherche d'une solution de confortement ne sont pas uniquement techniques en effet l'impact économique et environnementale participent à la définition de la solution.

CONCLUSION GENERALE

Le sujet sur lequel s'est porté mon projet de fin d'étude est un sujet intéressant et d'actualité. Il s'articule principalement sur l'étude de stabilité du versant de TIFRA (Bejaia) qui est affecté par un glissement de terrain.

Afin d'assurer une stabilité pérenne de ce site, tout d'abord des observations lors des visites sur site et des différentes investigations sont réalisées dans le cadre de cette étude afin d'aboutir au mécanisme de glissement.

Ensuite une investigation géotechnique (des essais in situ et d'autres au laboratoire) afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques de ce sol.

Puis une analyse à rebours est lancée en utilisant deux logiciels de calcul (Geoslop et Slide) pour déterminer la résistance actuelle des formations existantes dans la zone de glissement.

Enfin des solutions de traitement ont été proposées, elles se résument comme suit :

1. En pied du versant : Un ouvrage de soutènement (mur en béton armé ou enrochement) pour arrêter l'érosion des talus en pied du versant à côté de l'oued sur un linéaire de 100m environ ;

2. En amont du versant : il s'agit de conforter le talus amont situé en bordure de la route CW13 sur un linéaire de 100m environ par un ouvrage de soutènement constitué d'un voile de béton armé associé à des lignes d'ancrages subhorizontaux ou par la mise en place d'une rangée de pieux de 1.2 m de diamètre, espacés de 2.4m à une longueur de 25 m .

La solution retenue à savoir (parois de pieux + enrochement + 02 seuils en gabion).

Ce projet de fin d'étude était une opportunité qui m'a habilité d'enrichir le savoir acquis durant la formation très constructive au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics et de les mettre en œuvre en travaillant en tant que stagiaire pour le compte du BET IMSRN et le laboratoire de la METIDJA des travaux publics et bâtiments (LMTPB).



**CHAPITRE DE
MASTER**

**SURVEILLANCE
DES GLISSEMENTS
DE TERRAIN**

CHAPITRE IX

IX.1. INTRODUCTION

En présence d'un site instable menaçant des personnes et des biens et pour lequel les travaux de stabilisation ou de confortement ne sont pas envisageable pour des raisons de cout et réalisme, une solution efficace pour gérer le risque consiste à déployer un système de surveillance destiné à générer des alertes.

Le présent chapitre, illustré par un exemple, détaille la démarche permettant d'élaborer une stratégie de surveillance des glissements de terrain.

IX.2. LA SURVEILLANCE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

IX.2.1. Objectifs

- La connaissance de comportement.
- L'alarme ou la mise en sécurité des biens et des personnes exposée.

IX.2.2. Définitions [S10]

Le terme "surveillance "est souvent pris au sens large et recouvre des notions très différentes dans leurs objectifs et leurs implications. On distingue :

L'observation qui a pour but, par l'utilisation de moyens simples (repères naturels, mesures d'écartement des fissures, comparaison de photos, etc.) de déterminer si le site est actif ou non. Elle n'a pas de préoccupation directe de sécurité ;

L'auscultation qui consiste en un examen périodique et régulier du site et un recueil de données quantitatives (instrumentation) et qualitatives caractérisant son évolution. Elle permet d'établir un diagnostic du phénomène, sans contrainte directe de gestion de la sécurité, et le cas échéant d'activer un programme de surveillance ;

La surveillance qui suppose le recueil et l'interprétation en continu ou périodique des données qualitatives et quantitatives caractérisant l'évolution du site dans un objectif de gestion de la sécurité, aussi la prise en compte du temps y est-elle déterminante. Tout ou partie du processus de suivi peut éventuellement être automatisé en vue de la détection d'anomalies justifiant le déclenchement d'alertes.

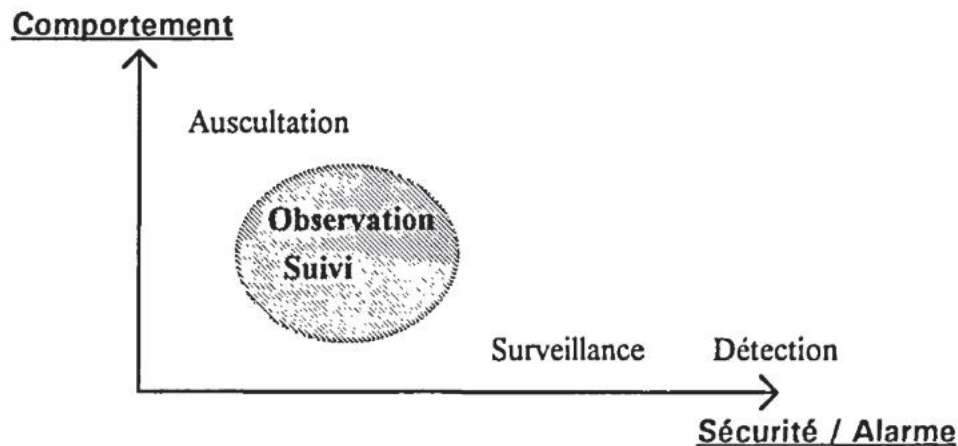


Figure IX.1. Etapes de suivi de glissement de terrain.

IX.2.3. Les étapes de surveillance d'un glissement de terrain

- La caractérisation du site.
- Le choix des dispositifs de mesure leurs déploiement et la surveillance du site.
- l'analyse des données.

IX.2.4. Choix des dispositifs de mesure en fonction de la typologie de l'instabilité [15]

L'instrumentation occupe une place importante dans les moyens de suivi d'un site qui permettent d'obtenir des informations sur le glissement, à un instant donné et sur son évolution dans le temps, dans trois domaines :

- Les caractéristiques du glissement en surface,
- Les caractéristiques du glissement en profondeur,
- L'eau et les conditions hydrogéologiques.

Tableau IX .1. Instrumentations de suivi des grands glissements de terrain. [15]

Moyens de suivi des glissements de terrain (évolution dans le temps)			
Domaine	Instrumentation	famille	Méthode d'instrumentation courante
En surface Cartographie des limites du glissement et de sa morphologie	Instrument à distance L'instrument de mesure est en contact direct avec le glissement, la mesure est généralement effectuée à l'endroit où se situe l'instrument	Télédétection	<ul style="list-style-type: none"> • Corrélation d'images • Interférométrie Radar (InSAR) • Scanner laser
	Instrument in situ	Géodésie	
En profondeur – Construction d'un modèle géologique et géotechnique – Localisation et caractérisation de la (ou des) surface(s) de rupture	Instrument in situ L'instrument de mesure est situé à distance du point mesuré	Géodésie	<ul style="list-style-type: none"> • Géodésie infrarouge • GNSS (Global Navigation Satellite System)
		Géotechnique	<ul style="list-style-type: none"> • Extensométrie • Inclinométrie • Piézométrie
Des conditions hydrauliques - niveaux de nappes, -circulations, -précipitations		Géophysique	<ul style="list-style-type: none"> • Sismique • Électrique

IX.3. EXEMPLE D'APPLICATION D'UN SYSTEME DE SURVEILLANCE DE GLISSEMENT DE TERRAIN

IX.3.1. Surveillance de deux glissements de terrain d'une pente argileuse du sud de l'Italie [18]

IX.3.1.1. La caractérisation du site

Les glissements de terrain examinés se développent dans un versant de la vallée de la rivière Basento, à l'est de Potenza, sud de l'Italie (Fig. IX .2).

Ce sont des glissements de terrain anciens et complexes qui se développent dans une formation d'argile et de schiste argileux hétérogène.

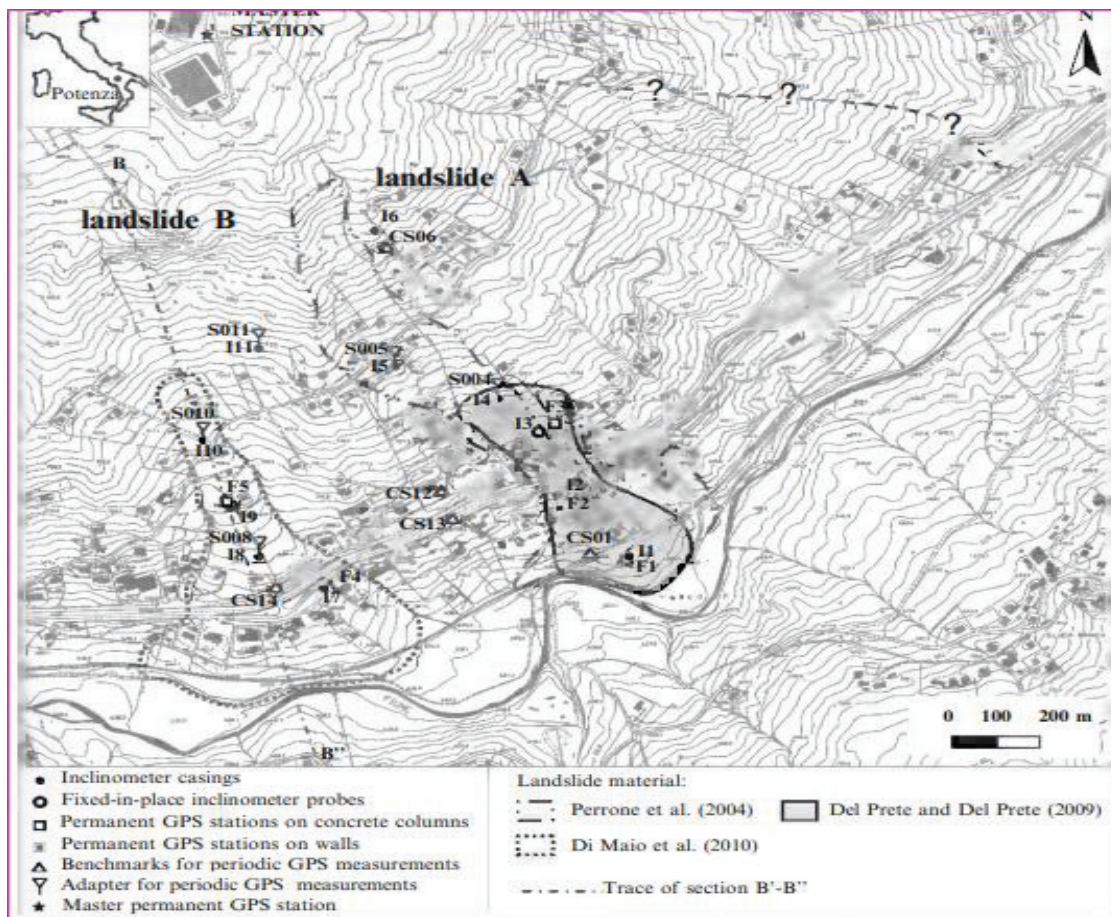


Figure IX.2. Limites des glissements de terrain et localisation des forages inclinométriques et des stations GPS

Les principales caractéristiques du glissement de terrain A et B

Les déplacements sur le terrain B peuvent être considérés comme uniformes, le taux de déplacement diminue de haut en bas.

Le glissement de terrain A est beaucoup plus complexe. La zone délimitée sur la figure IX .2 n'est qu'une petite partie d'un grand et complexe glissement de terrain beaucoup plus étendu vers l'est (limite proche de la ligne avec des points d'interrogation).

Pour les deux glissements de terrain, le taux moyen de déplacement est dans l'ordre d'environ 1 cm / an, cependant, certains sites sont caractérisés par des taux beaucoup plus élevés, environ 10 cm / an.

Réellement les déplacements ont provoqué l'évacuation de certains bâtiments et la suppression d'un viaduc à risque d'effondrement (Fig IX.3).



Figure IX .3. Bâtiment gravement endommagé (a); retrait d'un passage supérieur pour piétons de l'autoroute (b)

IX.3.1.2. Le choix des dispositifs de mesure, leurs déploiements et la surveillance du site

✚ Programme de surveillance

En 2004, une étude géotechnique est réalisée.

Onze forages de carottage continu ont été équipés de piézomètres et onze forages de destruction de carottes équipé de boîtiers d'inclinomètre (Fig.IX.2). Les mesures d'inclinomètre standard ont débuté au début de 2005.

En 2006, des sondes d'inclinomètres fixes, avec acquisition de données, ont été installées dans deux de ces boîtiers (dont l'un a rapidement cessé d'être utilisé).

Au cours de la même période, six GPS permanents et dix stations non permanentes ont été installées.

En juillet 2010, les sondes fixes ont été retirées de l'I9 et des mesures d'inclinomètre standard par sonde mobile sur toute la hauteur de l'enveloppe ont été effectuées à nouveau.

✚ **Moyens de surveillance superficielle (Déplacements de surface Mesures GPS)**

Le réseau GPS se compose de six stations permanentes et de dix non permanentes (Fig. IX.2). Les mesures ont commencé en juillet 2007 pour le premier site et en juillet 2006 pour le second.

La station permanente principale a été installée dans une zone stable, en amont des glissements de terrain. Les cinq autres permanentes (F1-F5) situées dans les deux glissements de terrain, étaient équipées d'une antenne géodésique à double fréquence.

Trois stations permanentes (F1, F3 et F5) ont été installées sur des colonnes en béton, avec une fondation de 1,5 m de profondeur (Fig IX.6b). Les deux autres ont été placés sur un muret de béton (F2) et sur un bâtiment (F4) avec des fondations peu profondes (environ 1,5 m de profondeur). Les résultats sont présentés dans les figures IX.4 et IX.5.

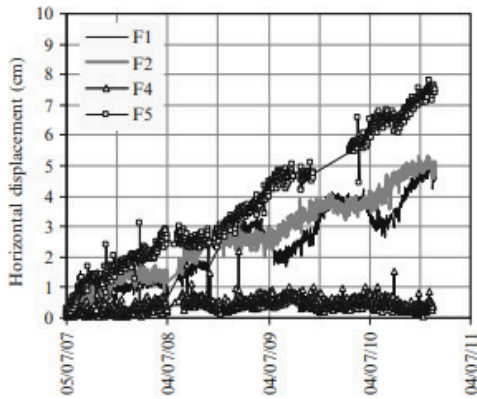


Figure IX.4 Déplacements horizontaux des stations GPS permanentes

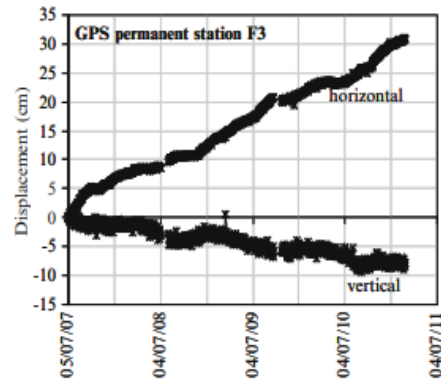


Figure IX .5 Déplacements horizontaux et verticaux de la station permanente F3

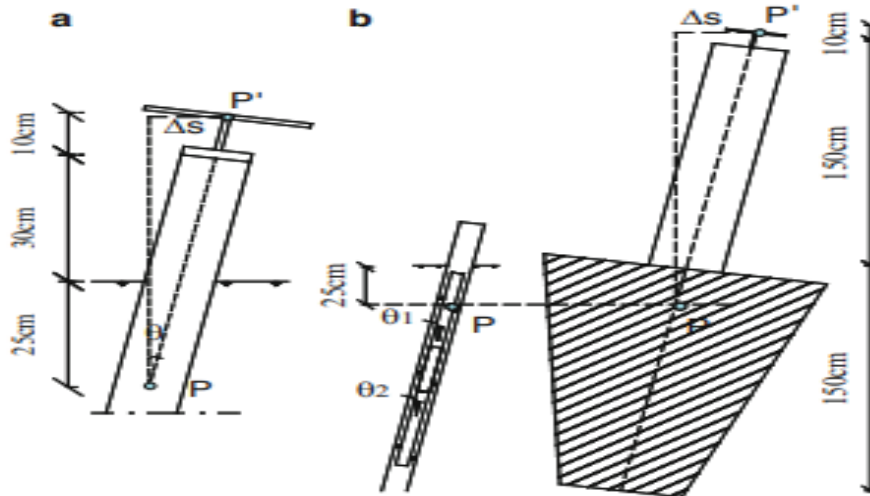


Figure IX .6 Les schémas utilisés pour comparer le déplacement du GPS (point P') et déplacement superficiel cumulé de l'inclinomètre (point P)

La station permanente F3 a enregistré le déplacement horizontal le plus élevé et un déplacement vertical notable. Les autres stations ont subi des déplacements horizontaux plus faibles et, par conséquent leurs déplacements verticaux sont très faibles. Cinq stations GPS non permanentes sont situées au sommet de boîtiers d'inclinomètre au moyen d'un mobile approprié des adaptateurs. Les cinq autres sont placés principalement sur des murs de différents types. Quelques résultats disponibles (Fig IX.7, IX.8 et IX.9).

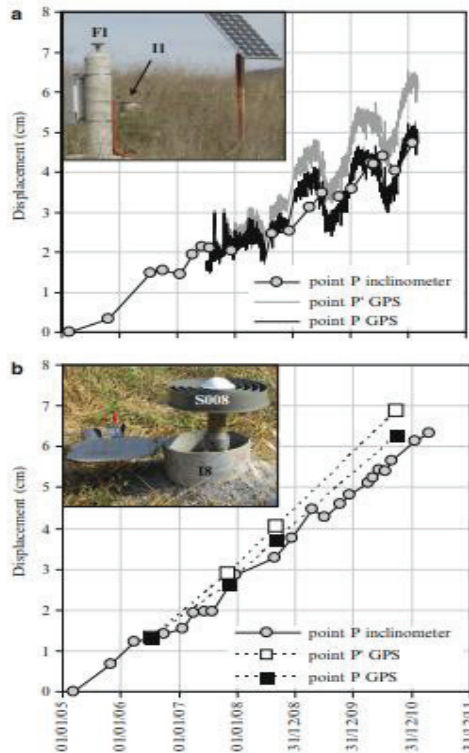


Figure IX.7 Comparaison entre les déplacements évalués par les inclinomètres et GPS aux points P et P0 définis dans la figure.

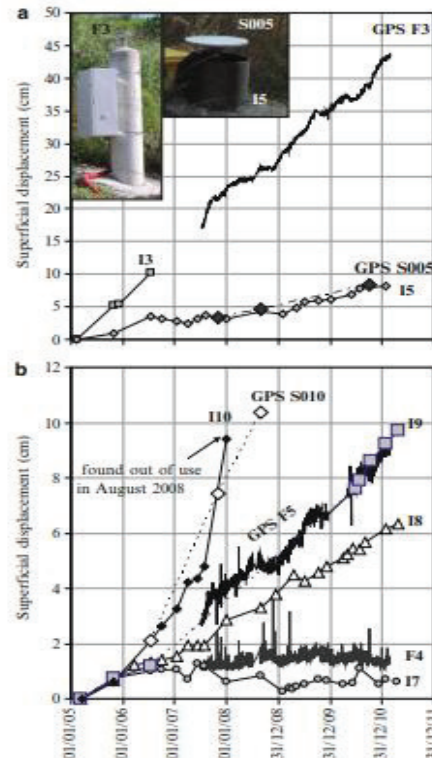


Figure IX.8 Les déplacements à 0,25 m de profondeur évalués par les différents instruments : glissement de terrain A (a), glissement de terrain B (b)

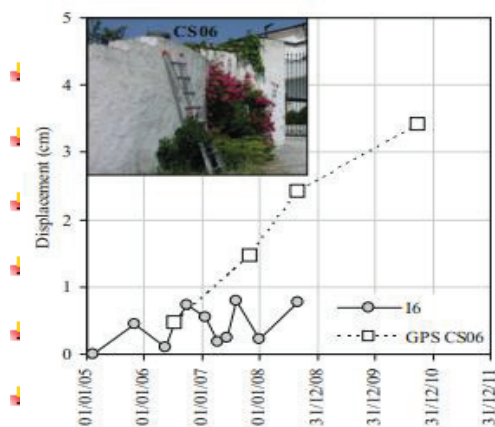


Figure IX.9 Comparaison entre la station GPS non permanente CS06 et les déplacements de l'inclinomètre 16 de surface cumulés à partir de 40 m de profondeur. Sur fin 2008, le boîtier n'était plus accessible.

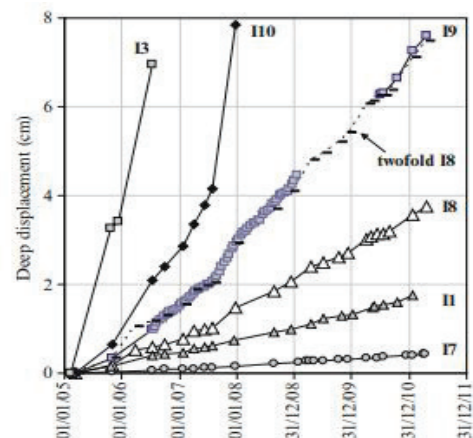


Figure IX.10 Déplacements sur les surfaces de glissement avec le temps pour les deux glissements de terrain.

✚ **Moyens de surveillance en profondeur, Mesures de l'inclinomètre**

Onze forages de destruction de carottes, jusqu'à 50 m de profondeur, ont été équipés de boîtiers d'inclinomètre dans les deux glissements de terrain (Fig IX.2).

Les premiers profils, comme dans le cas de l'I9 dans le glissement de terrain B (Fig. IX.11c), étaient presque uniformes.

Ainsi, pour effectuer un suivi continu et peu coûteux, en juillet 2006, seules trois sondes fixes (85 cm de long) ont été installées dans le boîtier I9, un sur la surface de glissement et les deux autres au-dessus et en dessous, dans le corps du glissement de terrain et dans le sol stable respectivement. En particulier, la sonde centrale a été installée avec son barycentre à une profondeur de 25 m du niveau du sol et les deux autres sondes à 20 et 30 m respectivement (Fig. IX.11a). Comme prévu, les niveaux supérieur et inférieur de la surface de glissement n'ont pas enregistré d'augmentation de l'inclinaison en 3ans, alors que la sonde centrale a enregistré une augmentation d'inclinaison (Fig. IX.11b). Le déplacement du cisaillement sur la surface de glissement a été obtenu en attribuant cette inclinaison à une couche de sol de 1 m d'épaisseur. Cette interprétation a fait que les résultats des mesures en continu soient conformes à celles périodiques. Sous l'hypothèse qu'au-dessus et au-dessous de la surface de glissement : aucune déformation n'est apparue, de même que les zones autour des sondes supérieure et inférieure, le déplacement ont été obtenus comme celui indiqué à la figure 3c par une ligne pointillée. Il est à noter que l'angle correspondant (Fig. IX.11d) est conforme à celles obtenus par les systèmes de mesures périodiques et constantes dans le temps.

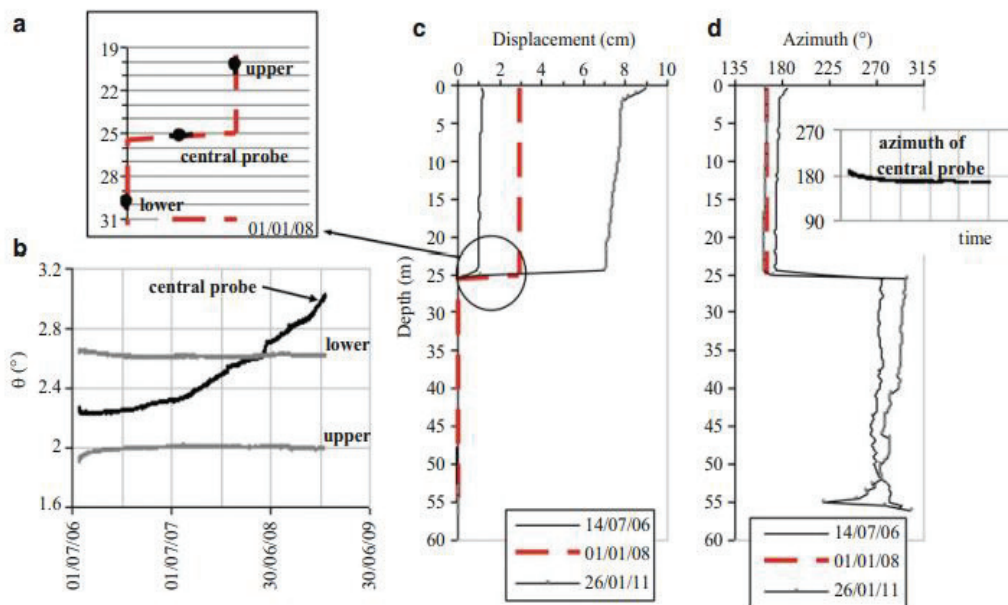


Figure IX.11 (a) Schéma d'installation des sondes fixes en place en I9; Incrément d'angle par rapport à la verticale pour les trois sondes fixes en place(b); et par les trois sondes fixes en place (c); profils azimutaux et azimut de la sonde centrale par rapport au temps (d).

En janvier 2009, les sondes fixes en place sont sorties de l'utilisation. La période contemporaine de surveillance, les déplacements de l'I9 à 25 m de profondeur étaient environ

deux fois supérieures à ceux évalués en I8 à environ 37 m de profondeur (Fig IX.12) même pendant les accélérations de déplacement. Sur la base de l'évaluation des domaines de la politique ils ont émis l'hypothèse que l'une des causes possibles de cette forte corrélation est la constance de la décharge du sol dans le canal des glissements de terrain. Ainsi, après janvier 2009, en l'absence d'autres données, les auteurs ont extrapolé les déplacements en I9 de ceux de l'I8.

En juillet 2010, les sondes fixées en place étaient retirées et des mesures d'inclinomètre ont été effectuées par sonde mobile à nouveau. La figure IX.12 montre que les déplacements en I9 à 25 m de profondeur ainsi évalués sur la surface de glissement sont égales à celles déduites de I8 et cohérentes avec les déplacements précédemment déterminés par les sondes fixées en place. Une forte corrélation a également été constatée avec le déplacement en I10.

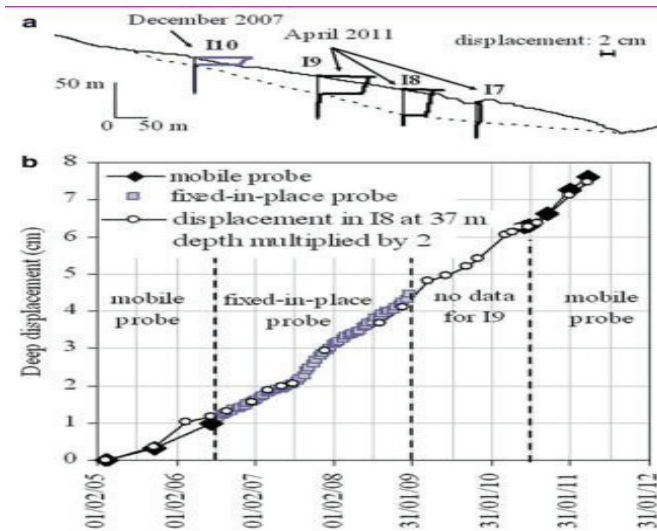


Figure IX.12 Coupe longitudinale B' B " de glissement de terrain B avec profils d'inclinomètre (a) ; Les déplacements en I9 à 25 m de profondeur obtenus par différents instruments et déplacements en I8 à 37 m de profondeur multiplié par 2 (b).

✚ Comparaison entre les différentes mesures

Il est possible de comparer les déplacements du GPS des antennes au déplacement cumulé obtenu par des inclinomètres à 0,25 m de profondeur par rapport à la surface du sol. La figure IX.6 schématise les cas de station non permanente sur le haut du boîtier de l'inclinomètre (Fig IX.6a) et celui de l'antenne permanente au sommet d'une colonne en béton (Fig. IX.6b). La plupart des boîtiers d'inclinomètre ont subi une inclinaison croissante avec le temps. Ainsi, le déplacement du point P de la figure IX.6a peut être obtenu à partir de celle de P₀ en soustrayant la composante D_s. La même procédure a été utilisée dans le cas de la figure IX.6b sous la rubrique l'hypothèse selon laquelle la colonne avec sa fondation s'est inclinée de manière rigide avec une inclinaison égale à l'inclinaison moyenne supérieur de 1,5 m du boîtier voisin. La figure IX.8 montre que les déplacements du point P ainsi évalués sont très proches de ceux qui sont évalués au moyen d'inclinomètres.

De même, les autres antennes GPS situées sur des structures rigides ont fourni des données qui coïncident pratiquement avec celles des inclinomètres. La figure IX.8 présente les rapports d'autres déplacements superficiels évalués des glissements de terrain A et B avec

les différents instruments. La figure montre que, dans presque toutes les positions, Les mesures relatives aux différents instruments sont proches. Une exception est constituée par le GPS CS06, placé sur un mur à proximité de l'inclinomètre I6. Comme le montre Fig.IX.9, dans ce cas, la station GPS enregistre les déplacements supérieurs à celles, négligeables, de l'inclinomètre. Les déplacements du CS06 sont presque parallèles à ceux de l'inclinomètre, de sorte que l'influence d'un éventuel basculement du mur peut être exclue. En effet, le déplacement superficiel de l'inclinomètre I6 indiqué dans la figure est cumulé à partir de 40 m de profondeur jusqu'à la surface du sol, alors que l'enveloppe est de 50 m de long. Ceci parce que quelques mois après l'installation, le tubage est devenu inaccessible en dessous de 40 m de profondeur. Sur la base des résultats actuels, il semble raisonnable de supposer que la cause est l'existence d'une surface de glissement à cette profondeur.

Ainsi, les données GPS peuvent donner également des informations sur les déplacements profonds au cours de la période entre deux inclinomètres périodiques consécutifs ou lorsque les boîtiers des inclinomètres sont hors d'usage.

Cependant, les données GPS ne peuvent pas être utilisées pour évaluer l'accélération du glissement de terrain sur la surface de glissement. En fait, alors que le les taux de déplacement superficiels semblent s'intéresser à la variation saisonnière, surtout dans la zone d'accumulation, le taux de déplacement profond est presque constant (Fig. IX.10). En particulier, la comparaison entre les déplacements profonds évalués par des sondes fixes en I9 (Fig.IX.12) et des déplacements superficiels dans la station GPS F5 voisine (Fig. IX.12) montre que l'accélération de ce dernier ne correspond pas à une accélération sur la surface de glissement.

Résultats et conclusions.

- Les premières mesures périodiques ont montré que la plupart des déformations étaient concentrées dans une zone peu étendue autour de la surface de glissement. Ainsi, quelques sondes fixes ont été installées autour de celui-ci ont été jugées suffisantes pour une surveillance satisfaisante du glissement de terrain.
- Si la cinématique du glissement de terrain est suffisamment étudiée, et si la différence entre le déplacement superficiel et profond est clairement comprise, les données continues du GPS peuvent fournir des informations importantes l'intervalle de temps entre les mesures périodiques de l'inclinomètre ou le moment où les boîtiers de l'inclinomètre ne sont plus utilisés.
- Les données GPS peuvent également être utilisées pour comprendre le glissement de terrain.
- la prise en compte de l'interaction mécanique sol-GPS, les déplacements GPS sont très proches de ceux obtenus par des inclinomètres proches avec une pointe de boîtier fixe.
- Dans le cas de glissement de terrain A, les données GPS donnent un avertissement sur la possibilité d'une surface de glissement plus profonde n'est pas clairement détectée par l'inclinomètre des mesures. Dans le cas du glissement de terrain B, en raison de la l'uniformité du déplacement dans chaque section transversale, Les données GPS peuvent également donner des informations qualitatives sur les déplacements dans la période comprise entre deux périodes consécutives des mesures périodiques de l'inclinomètre.

IX.4. Les dispositifs d'alerte

La surveillance d'un site instable peut être associée à la notion d'alerte et parfois d'alarme définie comme le dernier degré de l'alerte. [15]

Les appareils de mesure dont les informations sont utilisées pour prévenir d'un danger sont donc des dispositifs d'alerte. Tous les appareils donnant l'évolution d'une quantité (déplacement ou rotation) liée à des mouvements du terrain peuvent servir de dispositif d'alerte. [16]



Crédit photos : Cerema/DTerCE

Figure IX.13 surveillance du glissement de terrain de la Médaille à Fort de Grance (Martinique) au moyen d'un tachéomètre (photo de gauche). La détection d'une instabilité entraîne l'activation d'un feu rouge qui stoppe la circulation sur cette portion de la route (photo droite) [16]

IX.4.1. Un exemple de dispositif d'alerte utilisant la mesure du déplacement de points de surface [17]

Ce dispositif, développé par le laboratoire de Strasbourg, comprend un poteau (1) placé dans une zone stable sur lequel est monté un jeu de poulies de renvoi et un contacteur. Un câble (2) relie ce point fixe à la zone instable (fig. IX.15). L'alarme qui peut être électrique ou pneumatique (corne de brume) est déclenchée par un certain déplacement du câble (définition d'un seuil de quelques millimètres à quelques centimètres). Le poteau de contrôle est également muni d'une règle graduée sur laquelle glisse un ou deux index liés au câble.

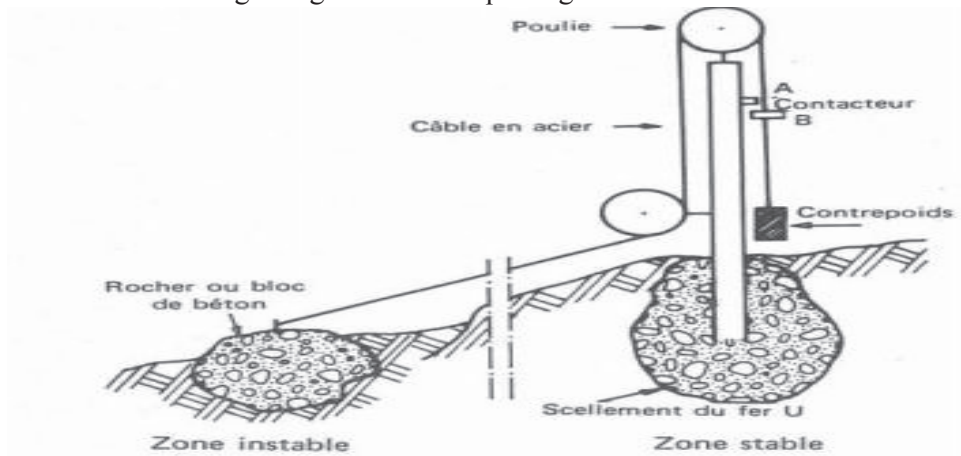


Figure IX.14 Schémas de principe du dispositif d'alerte à câble et détail du contacteur. [17]

Cet appareil très rustique, à seuil réglable, a effectivement déclenché une alarme au moment du glissement d'une partie d'un talus en Alsace (seuil de déplacement ± 1 cm). Il permet de suivre le déplacement du point grâce à une règle graduée.

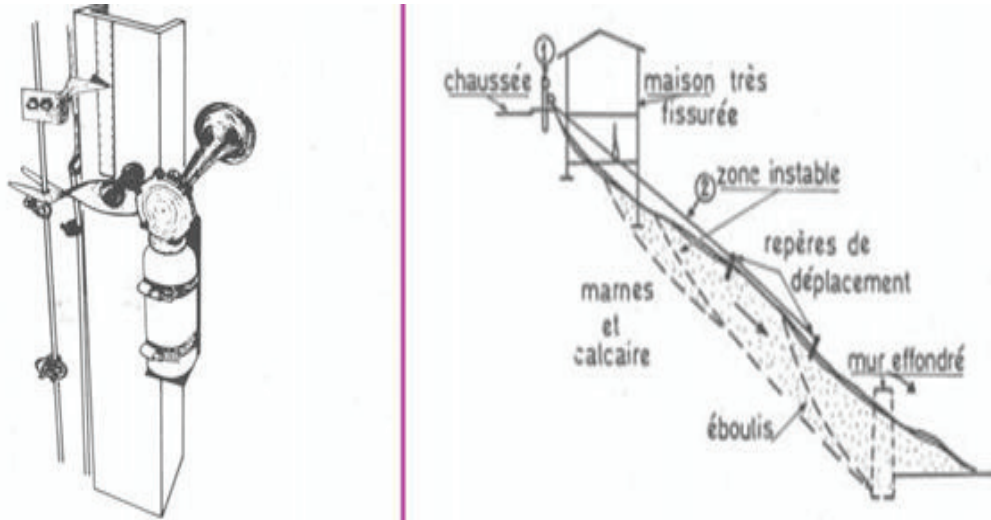


Figure IX.15 Dispositif d'alerte à câble installé sur un talus en Alsace. [17]

IX.5. CONCLUSION

La panoplie des moyens mis à la disposition de l'ingénieur pour la surveillance en déplacement des glissements est large et très complexe. Les appareils de mesure tels que extensomètres, inclinomètres, capteurs de déplacement, les techniques telles que topographie et photogrammétrie peuvent lui fournir des résultats de grande qualité pour une bonne surveillance.

La bibliographie

- [1]Anthony, E.J.,& Dolique, F.2006,Intidal subsidence and collaps features on wave-exposed,drift-aligned sandy beaches subject to Amazon mud : Cayenne, French Guiana. *Eaerth Surface Precesses and Landforms*, 31(8),pp.1051-1057.
- [2]Benson, T.C., Yuhr, L., & Kaufmann, R.D, 2003. Assessing the risk of Karst subsidence and collapse. *Sinkholes and the Engineering and Environnemental Impact of Karst*, pp.31-39.
- [3]Clague, J. J., & Stead, D.2012 ,. *Landslides : types, mechanisms and modeling.*. Cambridge : Cambridge Yniversity Press.
- [4]Effendiantz., Guillemin, P., Rochet, L.,& Payany, M.2004,. « *Les études spécifiques d'aléa lié aux éboulements rocheuv*», s.l. :Institut Français des sciences et Techniques des Réseaux de l'aménagement et des transports.
- [5]Gille Sève & Pierre Pouget. « *Stabilisation des glissements de terrain* » .Guide technique, technique et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées. (Février 1998).
- [6]Hallal, N2016,.Analyse des risques géologiques de la ville de Bejaia et sa région côtière oriental, Thèse de doctorat, Université des sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Alger.
- [7]Les risques majeurs naturels, mouvement de terrain.pdf
- [8]Luc Sibille. Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5. Licence. France. 2018.cel-01784592<https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01784592>
- [9] Pierre PLOTTO (Géologue expert, PhD Président de la sas IMSRN) & Kamel HAMADI (Ingénieur ENSTP, PhD Ecole Centrale de Paris, Maître de conférence à l'ENSTP Gérant de la SARL IMSRN Algérie), exposé Journée technique du 6 mai 2018 à ENSTP, Etudes de cas à Constantine (Glissement du Bardo).
- [10]Sidle, R.C., & Ochiali, H.2006,. *Landslides : processes, prédiction, and land use.*. Washington, DC 20009, USA : Water ressources manograph séries.
- [11]Stabilité-des-pentes-et-des-talus.pdf
- [12] Le matin d'Algérie, le journal des débats et des idées Drame d'Aokas : 7 morts, de nombreux blessés et des questions 25 Fév. 2015 – 08 :57 .
- [13]MADANIA & MIHOUBI.F, étude de traitement de glissement de terrain "BOUYEBLATEN" dans la wilaya de BEJAIA ; mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état ; ENSTP 2016.
- [14] AXELSSON K, and SAMVETSSON A , (1979), finite element analysis of elastic-plastic materials displaying mixed hadenning-international journal for numerical methods in engeneering, Vol. 14, 211 – 225 (1979).
- [15] Cerema, Rapport bibliographique établi par : Mélanie BOURDIN; Observation des glissements de terrain Nouvelles technologies d'instrumentation in-situ Mars 2015

[16] Ifsttar et Cerema, Surveillance des pentes et des falaises instables, Conception et mise en œuvre des dispositifs de mesure - Acquisition et traitement de l'information. Marne-la-Vallée : Ifsttar, 2016. Techniques et méthodes, guide technique, GTI1, 172 pages, numéro ISBN 978-2-85782-710-8

[17] Surveillance des glissements de terrain par B. PINCENT, Comité Français de Géologie de l'Ingénieur

[18] Claudio Margottini Paolo Canuti · Kyoji Sassa Editors Landslide Science and Practice Volume 2 Early Warning, Instrumentation and Monitoring.

Site Web

[S1]"Mouvements de terrain" du BRGM article disponible à l'adresse : URL <http://web.ac-reims.fr/lithotheque/html/geolhom/risknat/mvtterrain/srcdocgli.html> consulté en ligne le 01 mars 2020.

[S2] les grands types de mouvements de terrain article publié le 13 /01/2014 disponible à l'adresse URL <https://coursdesvtebo.wordpress.com/category/science-de-la-terre/> consulté le 01 mars 2020.

[S3] article disponible à l'adresse <http://www.tribunelecteurs.com> consulté en ligne le 01 mars 2020.

[S4] article disponible à l'adresse <http://dspace.univ-jijel.dz:8080/xmlui/handle/123456789/184> consulté en ligne le 01 mars 2020

[S5] solifluxion article disponible à l'adresse URL <http://homepage.ufp.pt/biblioteca/Thesaurus%20Illustre%20de%20Stratigraphie%20Sequentielle%20et%20Termes%20Associes/Pages/PageS1.html> consulté en ligne le 01 mars 2020.

[S6] article disponible à l'adresse URL <https://fracademic.com/pictures/>. consulté en ligne le 01 mars 2020.

[S7] http://gerihco.engees.unistra.fr/coulee_eau_boueuse shema de la coulée consulté en ligne le 01 mars 2020.

[S8]https://www.researchgate.net/figure/La-coulee-boueuse-dIlliltlen-2012-2013_fig6_310766610 consulté en ligne le 01 mars 2020.

[S9] article disponible à l'adresse URL:<http://thesis.univ-biskra.dz/1736/1/23.pdf> consulté en ligne le 01 mars 2020.

[S10] Stabilisation des glissements de terrain, ORRM | Observation Régional des Risques Majeurs, En Provenance-Alpes-Cote d'Azur article disponible à l'adresse URL : <http://observation-regional-risques-paca.fr>, consulté en ligne le 21/03/2020.

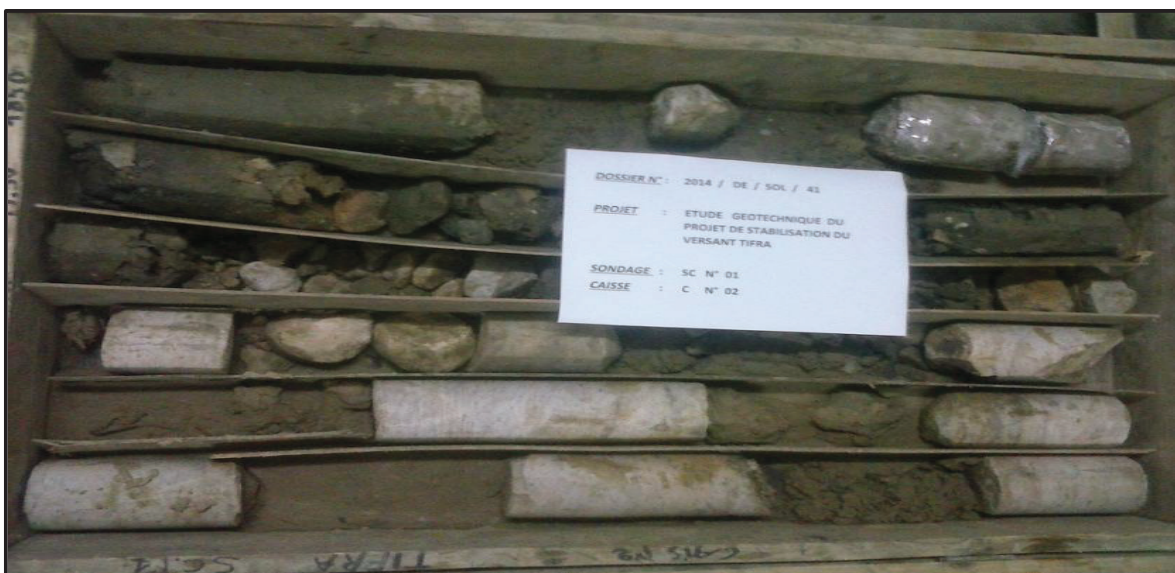
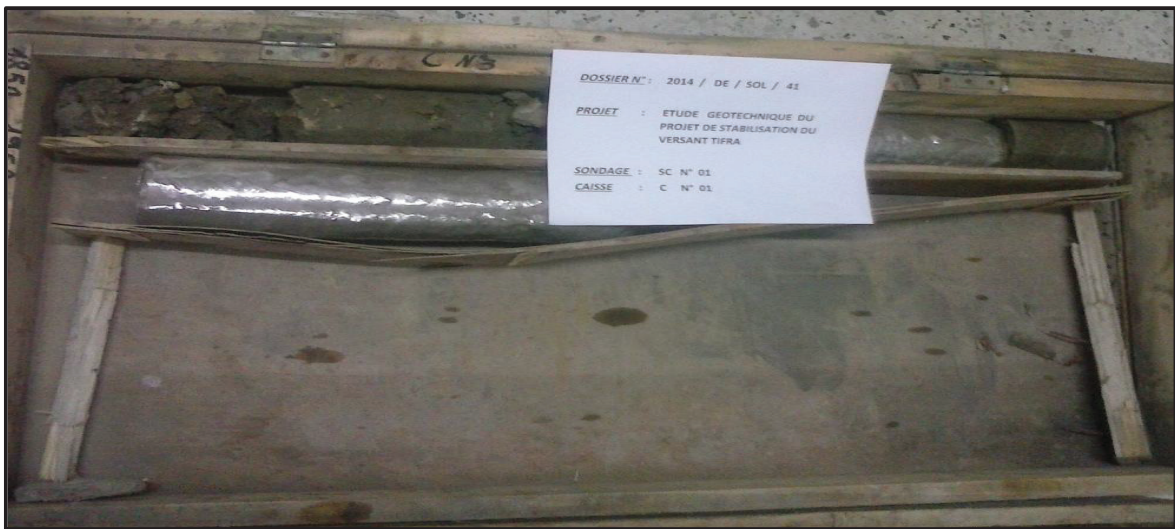
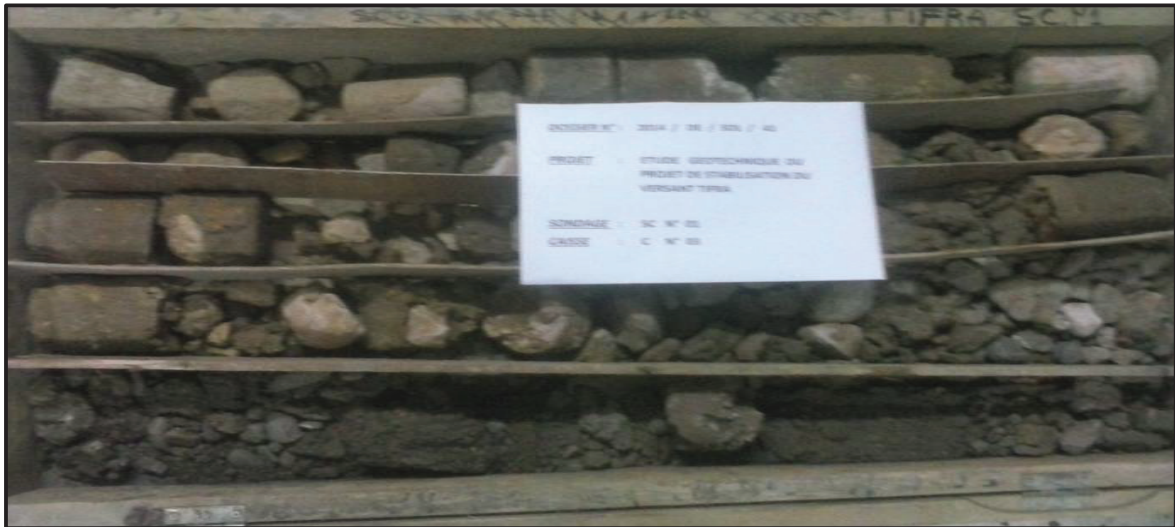
[S11], Nos techniques, améliorations des sols, drains verticaux, article disponible à l'adresse URL : <http://www.sif-groutbor.ch>, consulté en ligne le 21/03/2020.

[S12] Habib Trouzine, « problématique des pneus usagés en Algérie », article disponible à l'adresse URL : <http://www.researchgate.net>, consulté en ligne le 22 mars 2020.

- [S13] «Conception et calcul des murs en terre armée», article disponible à l'adresse URL : <http://www.google.com/amp/s/docplayer.fr>, consulté en ligne le 22 mars 2020.
- [S14] «Techniques de renforcement des sols», article disponible à l'adresse URL : <http://www.encyclopedie-environnement.org>, consulté en ligne le 23 mars 2020.
- [S15] «Confortement et soutènement de talus», article disponible à l'adresse URL <http://www.georisques.gouv.fr/dossiers/mouvements-de-terrain#/> consulté en ligne le 23 mars 2020.
- [S16] «Protection de pente» article disponible à l'adresse URL <http://www.biogreensolutions.fr/application/protection/>, consulté en ligne le 24 mars 2020.
- [S17] «Stabilité des pentes et des talus» article disponible à l'adresse URL <https://fr.scribd.com/document/272200533/Stabilite-Des-Pentes-Et-Des-Talus>; Consulté en ligne le 15 mars 2020.
- [S18] cours en capsule vidéo - Géotechnique - DUT Génie Civil et construction durable Présentation des essais de cisaillement direct et triaxiaux pour l'identification des paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb ; IUT de Nîmes–Géotechnique disponible à l'adresse https://www.youtube.com/channel/UCISs3aOLscetyzLBXsoV_rQ consulté le 10 mars 2020.
- [S19] Luc Sibille. Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable Module MXG5. Licence. France. 2018. ffccl-01784592f HAL Id: cel-01784592 disponible à l'adresse <https://hal.archives-ouvertes.fr/cel-01784592> Submitted on 3 May 2018 ; consulté en ligne le 10 mars 2020.




ANNEXES



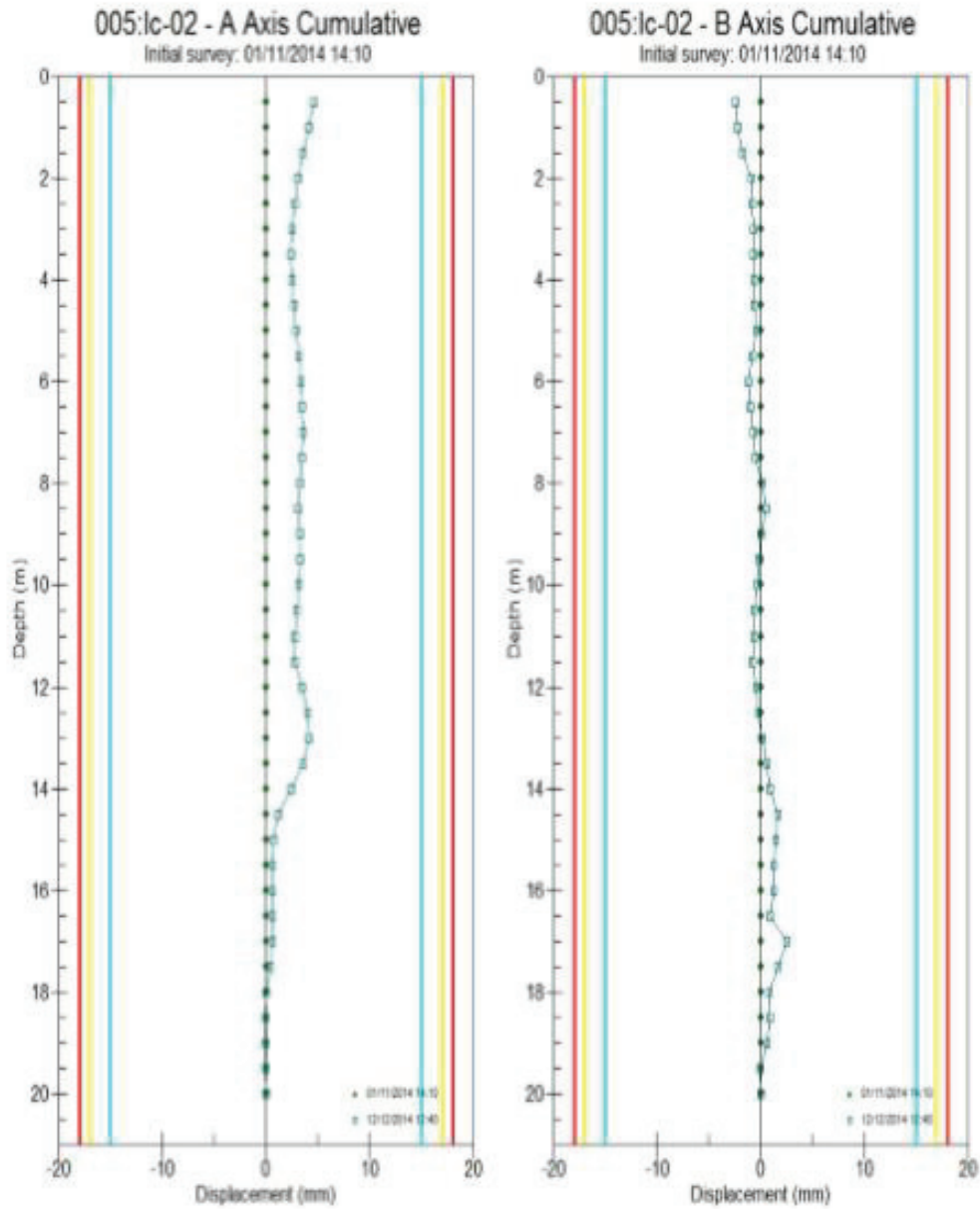
Photos: Caisnes du sondage carotté (SC01)

Echelle (m)		Elevation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		ROD		Tubage		Carottier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
1.5		-2.50		3.0		2.50																		Remblais (d'origine alluvionnaires)			
4.5																								Ebolis de pentes (Blocs de grés enveloppés dans une matrice argilo-graveleuse)			
6.0																											
7.5																											
9.0																											
10.5																											
12.0																											
13.5																											
15.0																											
16.5																											
18.0																											
19.5		-19.00		19.00		20.00																				Passage d'argile marneuse grise	
21.0		20.00																								Fin du forage à une profondeur de 20 m.	
22.5																											
24.0																											
25.5																											
REMARQUES :										TYPE CAROTTIER :					ABREVIATIONS :												
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier					AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Asterberg(WL,LP) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique(δd, γn) AO : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Retus à l'enfoncement												
Préparé par : Ourari.S										Vérifié par : Abous.M					10/12/2014		Page : 1 de 1										

© SofTests 2013

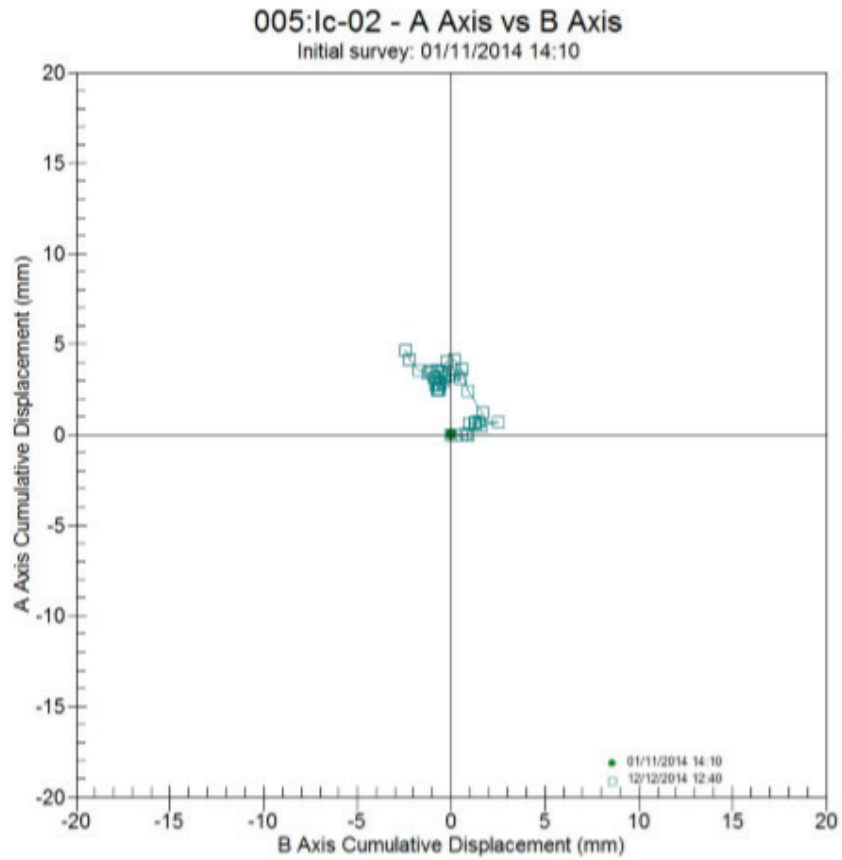
 مخبر المتجة للأشغال العمومية و البناء Laboratoire de la Mitidja des Travaux Publics et Bâtiments <small>D.G: Lot Sid Lataouf 2 N°01 Baba Hassan, - Alger Fax: 021 35 57 84 Mob: 0555 00 51 00 A 05 Direction Régionale Béjaïa - 24, Chemin des Crêpes Azzouf Béjaïa - Tél/Fax: 034 21 75 92 SARL AU CAPITAL DE 10.000.000 DA</small>		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC02													
Projet : Etude géotechnique de stabilisation d'un versant à Tifra Endroit : Tifra			Dossier N° : 2014-DE-S0L-41 Client : APC DE Tifra												
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :	Boue de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>											
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération		SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
			25	50											75
	-0.50	0.50											Remblais		
	1.5												Eboulis de pentes (Gros blocs de grès enveloppés dans une matrice argileuse, caillouteuse et graveleuse jaunâtre et devient grisâtre, très importante en profondeur)		
	3.0												Passage d'argile marneuse graveleuse et caillouteuse grise		
	4.5														
	6.0														
	7.5														
	9.0														
	10.5	-11.00													
	12.0	11.00													
	13.5														
	15.0														
	16.5														
	18.0														
	19.5	-20.00													
	21.0	20.00											Fin du forage à une profondeur de 20 m.		
	22.5														
	24.0														
	25.5														
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, G _s) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :						Vérifié par :						16/12/2014		Page : 1 de 1	

© SolTreats 2013



PROJECT: Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra.
SITE: Tifra.
INSTALLATION: lc-02
COMPANY: LMTPB
CLIENT: APC Tifra

NOTE: A partir de 14m de profondeur, un déplacement vers l'EST a été enregistré, la valeur de ce mouvement est de l'ordre de 5mm en surface.
Préconisation : il est recommandé de continuer le suivi pour confirmer l'existence d'un éventuel glissement.



PROJECT: Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra.
SITE: Tifra.
INSTALLATION: lc-02
COMPANY: LMTPB
CLIENT: APC Tifra

NOTE: A partir de 14m de profondeur, un déplacement vers l'EST a été enregistré, la valeur de ce mouvement est de l'ordre de 5mm en surface.
Préconisation : il est recommandé de continuer le suivi pour confirmer l'existence d'un éventuel glissement.

ANNEXE 01 Les résultats d'investigation géotechnique

PROJECT: Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra.
SITE: Tifra.
INSTALLATION: lc-02
COMPANY: LMTPB
CLIENT: APC Tifra
NOTE: A partir de 14m de profondeur, un déplacement vers l'EST a été enregistré, la valeur de ce mouvement est de l'ordre de 5mm en surface.
Préconisation : il est recommandé de continuer le suivi pour confirmer l'existence d'un éventuel glissement.

Cumulative Deflection Data in A Axis (mm):

Depth (m)	01/11/2014	12/12/2014
	14:10 (mm)	12:40 (mm)
0,5	0,00	4,64
1,0	0,00	4,12
1,5	0,00	3,57
2,0	0,00	3,14
2,5	0,00	2,80
3,0	0,00	2,49
3,5	0,00	2,44
4,0	0,00	2,50
4,5	0,00	2,71
5,0	0,00	2,91
5,5	0,00	3,21
6,0	0,00	3,38
6,5	0,00	3,51
7,0	0,00	3,57
7,5	0,00	3,49
8,0	0,00	3,31
8,5	0,00	3,11
9,0	0,00	3,31
9,5	0,00	3,27
10,0	0,00	3,20
10,5	0,00	3,04
11,0	0,00	2,77
11,5	0,00	2,78
12,0	0,00	3,46
12,5	0,00	4,05
13,0	0,00	4,13
13,5	0,00	3,81
14,0	0,00	2,43
14,5	0,00	1,22
15,0	0,00	0,72
15,5	0,00	0,66
16,0	0,00	0,64
16,5	0,00	0,65
17,0	0,00	0,66
17,5	0,00	0,46
18,0	0,00	0,03
18,5	0,00	-0,06
19,0	0,00	-0,03
19,5	0,00	-0,02
20,0	0,00	0,00

ANNEXE 01 Les résultats d'investigation géotechnique

PROJECT: Etude géotechnique du projet de stabilisation du versant Tifra.
 SITE: Tifra.
 INSTALLATION: Ic-02
 COMPANY: LMTPB
 CLIENT: APC Tifra
 NOTE: A partir de 14m de profondeur, un déplacement vers l'EST a été enregistré, la valeur de ce mouvement est de l'ordre de 5mm en surface.
 Préconisation : il est recommandé de continuer le suivi pour confirmer l'existence d'un éventuel glissement.

Cumulative Deflection Data in B Axis (mm):

Depth (m)	01/11/2014	12/12/2014
	14:10 (mm)	12:40 (mm)
0,5	0,00	-2,42
1,0	0,00	-2,22
1,5	0,00	-1,73
2,0	0,00	-0,90
2,5	0,00	-0,78
3,0	0,00	-0,76
3,5	0,00	-0,70
4,0	0,00	-0,58
4,5	0,00	-0,64
5,0	0,00	-0,45
5,5	0,00	-0,81
6,0	0,00	-1,21
6,5	0,00	-1,04
7,0	0,00	-0,73
7,5	0,00	-0,55
8,0	0,00	0,17
8,5	0,00	0,50
9,0	0,00	0,03
9,5	0,00	-0,15
10,0	0,00	-0,35
10,5	0,00	-0,58
11,0	0,00	-0,63
11,5	0,00	-0,84
12,0	0,00	-0,45
12,5	0,00	-0,23
13,0	0,00	0,18
13,5	0,00	0,58
14,0	0,00	0,91
14,5	0,00	1,68
15,0	0,00	1,47
15,5	0,00	1,24
16,0	0,00	1,29
16,5	0,00	0,94
17,0	0,00	2,53
17,5	0,00	1,63
18,0	0,00	0,83
18,5	0,00	0,88
19,0	0,00	0,62
19,5	0,00	-0,02
20,0	0,00	0,00

Tableau VII.01. Résultats de l'essai préssiométrique

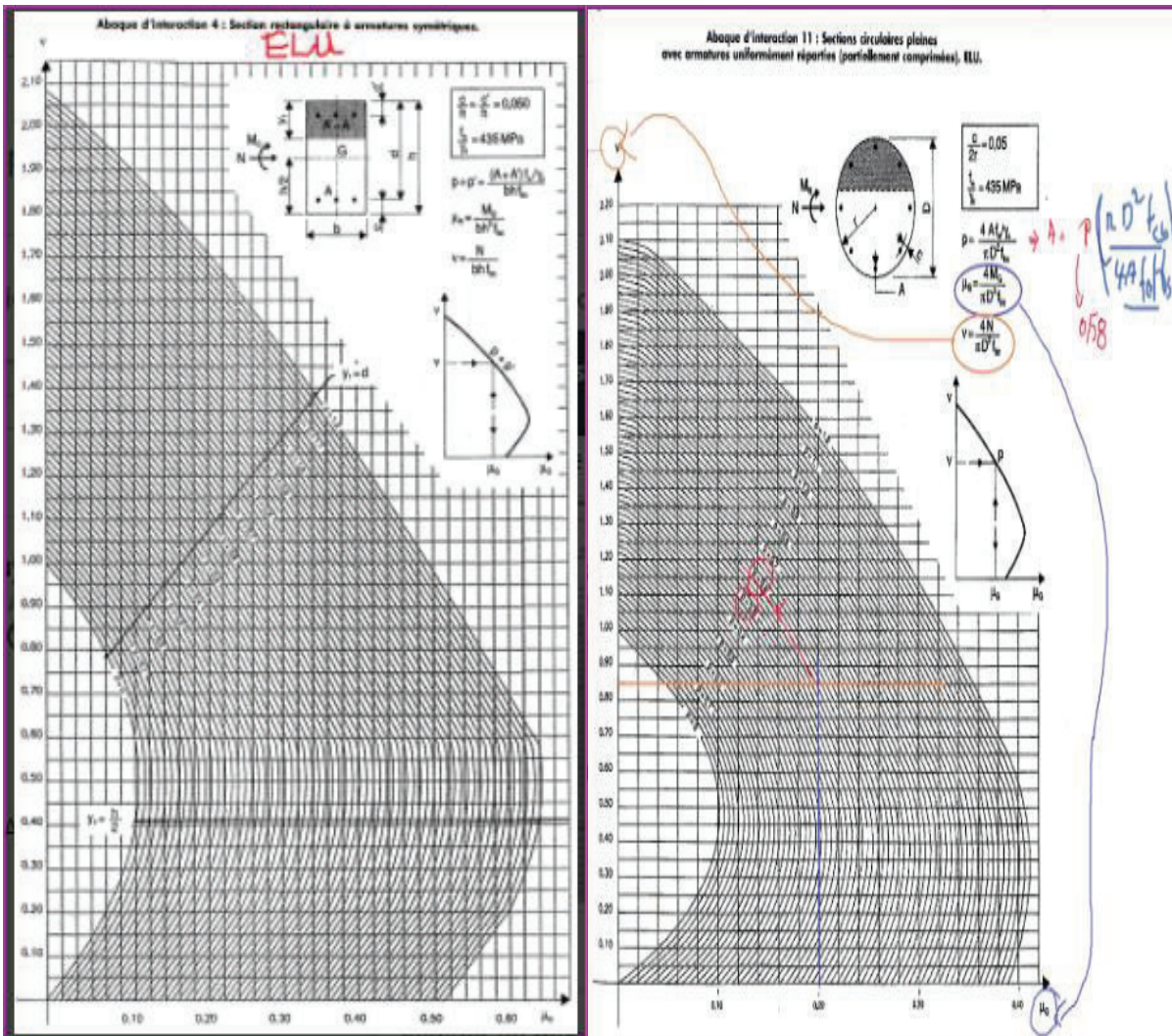
profondeur	EM (bars)	PL (bar)	EM/PL
4	308.56	7.5	41.14
6	255.56	7.7	33.13
8	71.82	8.82	8.14
10	70.73	9.68	7.31
12	124.36	7.26	17.12
14	92.99	8.68	10.71
16	164.48	8.03	20.48
18	132.34	10.54	12.67
20	168.72	17.58	9.6

Tableau VII.02 récapitulatif des résultats des essais au laboratoire Sc 01

Sondage			SC01				
Profondeur (m)			01.50 à 02.50	03.50 à 06.00	16.00 à 17.00	17.50 à 17.75	19.50 à 19.75
Essais d'identification	Densité sèche γ_d (t/m ³)		/	/	/	2.04	1.84
		Densité humide γ_h (t/m ³)	/	/	/	2.30	2.17
		Teneur en eau w(%)	/	/	/	12.82	17.51
	Granulométrie	< 5mm	33.10	/	90.52	97.72	94.36
		< 2mm	29.31	72.27	89.73	96.91	92.91
		< 80 μ m	/	34.00	86.44	88.89	74.42
		< 2 μ m	/	16.28	40.25	49.47	45.61
	Limites d'Atterberg	Wl (%)	/	Non mesurable	/	56.29	45.36
		Wp (%)	/		/	22.26	21.65
		Ip (%)	/		/	34.03	23.71
		Ic	/		/	1.28	01.17
Essais mécaniques	Essai de cisaillement	C _{uu} (Bar)	/	/	/	/	00.42
		ϕ_{uu} (°)	/	/	/	/	11.67

Tableau VII.03 récapitulatif des résultats des essais au laboratoire Sc 02

<i>sondage</i>		SC02			
<i>Profondeur (m)</i>		<i>5.40à 6.00</i>	<i>11.00à 12.00</i>	<i>16.00à 16.50</i>	
Essais d'identification	Densité sèche γ_d (t/m ³)	01.88	01.80	02.12	
	Densité humide γ_h (t/m ³)	02.14	02.10	02.19	
	Teneur en eau (%)	13.76	16.74	13.19	
	Granulométrie	< 5mm	78.79	92.64	83.21
		< 2mm	76.20	89.54	77.96
		< 80 μ m	53.16	60.75	51.47
		< 2 μ m	21.69	28.81	22.24
	Limites d'Atterberg	Wl (%)	38.26	57.71	47.32
		Wp (%)	18.98	26.16	22.33
		Ip (%)	19.28	31.55	24.99
		Ic	01.26	01.30	01.37
	Essais mécaniques	Essai de cisaillement	Cuu (Bar)	/	0.73
ϕ_{uu} (°)			/	04.94	/



Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

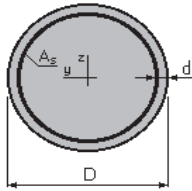
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 6,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	0,00	1486,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$$A_s = 71,3 \quad (\text{cm}^2)$$

Section minimum $A_{s \min} = 22,6$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 0,63$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 0,00 (kN) M_y = 1486,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 22,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 103,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,45$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8$ comprimée: $\sigma'_s = 352,4$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

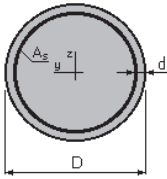
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone courante

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 6,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	384,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,4$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 25,0$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,1$ (cm²)

Cadres: $1 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 9,4$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $5 + 22 \cdot 9 + 12 \cdot 10 + 11 \cdot 11 + 12 \cdot 13 + 11 \cdot 16 + 12 \cdot 20 + 9 \cdot 25$ (cm)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

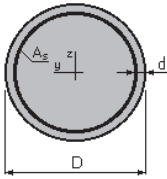
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 6,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	384,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,4$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 25,0$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,1$ (cm²)

Cadres: $1 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 7,7$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max} = 28,5$ (cm) $4 + 25 \cdot 7 + 11 \cdot 8 + 12 \cdot 9 + 11 \cdot 10 + 12 \cdot 11 + 11 \cdot 13 + 12 \cdot 16 + 11 \cdot 20 + 3 \cdot 25$ (cm)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

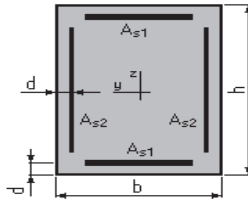
Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

*Fissuration préjudiciable

1* Prise en compte des dispositions sismiques

2* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 150,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 150,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,5 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	0,00	1486,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 24,3$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 45,0$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 1125,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,22$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%) maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 0,00 (kN) $M_y = 1486,00$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 140,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,40$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

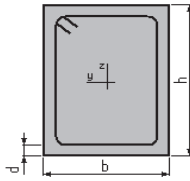
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre dans la zone critique

2. Section :



$b = 150,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d = 7,5$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	384,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,2$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 1,5$ (m)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,1$ (cm²)

Cadres: $1 \text{ } \varnothing 12$

Espacement : $S_t = 9,4$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 35,6$ (cm) 5 + 7* 9 (cm)

Plan d'exécution pieux D1200

