



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA
Faculté de technologie
Département de Génie Civil
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2
EN GENIE CIVIL
Spécialité : Géotechnique

**ETUDE DE STABILITE ET DU RENFORCEMENT D'UN
TALUS URBANISE SITUE A EL-ACHOUR - ALGER.**

Établie par :
AMRIOU Soumia
KHADRAOUI Manel

Devant le jury composé de :
H.ZERARKA **Docteur** **USDB de Blida** **prmotrice**

Blida ,Octobre 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA
Faculté de technologie
Département de Génie Civil
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2
EN GENIE CIVIL
Spécialité : Géotechnique

**ETUDE DE STABILITE ET DU RENFORCEMENT D'UN
TALUS URBANISE SITUE A EL-ACHOUR - ALGER.**

Établie par :
AMRIOU Soumia
KHADRAOUI Manel

Devant le jury composé de :
H.ZERARKA **Docteur** **USDB de Blida** **prmotrice**

Blida ,Octobre 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé

Les glissements de terrain sont des phénomènes très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères répandus en Algérie.

Ce phénomène survenu environ 18 km au sud-ouest du centre-ville d'Alger a été déclenché suite à une excavation aux pieds du talus, pour la réalisation des logements et qui a engendré un affaissement d'une partie de la route. L'étude de la stabilité de ce glissement nous a conduit à conforter ce dernier par pieux et tirants d'ancrage.

L'analyse de la stabilité du talus est faite à l'aide du logiciel PLAXIS.2D et TALREN à fin de déterminer les valeurs du coefficient de sécurité et de déformation avant et après confortement.

Mots clés : glissement, coefficient de sécurité, confortement, route, pieux, tirant d'ancrage, PLAXIS. TALREN

ملخص

الإنزلاقات الأرضية هي ظواهر جد خطيرة مرتبطة بعدة عوامل وخصائص منتشرة في الجزائر.

حدثت هذه الظاهرة على بعد 18 كلم جنوب غرب مركز الجزائر العاصمة. وقد نجم هذا الانهيار الارضي عن حفر في أسفل الطريق مما تسبب في انهيار جزء منها، ولقد قادتنا هذه الدراسة إلى أنه يمكن توقيف الإنزلاق باستخدام قضيب الربط والدعم بواسطة الأوتاد.

يختبر مدى استقرار المنحدر باستخدام برنامج (PLAXIS 2D) و TALREN من أجل تحديد قيم معاملات الأمان والإزاحة قبل وبعد الدعم.

الكلمات المفتاحية: إنزلاق -معامل الأمان، الدعم، طريق، أوتاد، قضيب الربط، PLAXIS، TALREN

Abstract

Unstable soils and subsoils are natural hazards that threaten life.

Among soil instabilities: the movements of land which are frequently encountered in the construction of roads and works. In addition, some natural slopes are or may become unstable. These natural phenomena have very diverse origins and can be catastrophic and cause significant damage to works and buildings, with a significant economic impact, and sometimes cause victims. The study of landslides is part of a multidisciplinary approach that involves the geologist, the geomorphologist, the hydrogeologist under the direction of an experienced geotechnician. Currently, the use of virtual reality for the simulation of engineering problems is more advantageous. Advances in computers and numerical analysis methods make it possible to overcome the geometrical and rheological limitations of calculation methods and to approach the study of problems with complex geometries and constitutive laws. Also, the use of these methods makes it possible to verify the stability of slopes, without or with a stabilization system, to control the values of admissible displacements and stresses in the reinforcement structures and to help their sizing.

The role of the geotechnician in all of this is:

- Identify the type of soil
- Determine the physical and mechanical characteristics of the soil by in-situ or laboratory tests
- Develop a soil report
- Monitor and control the site in its submerged part (foundation)
- Provide advice and guidance to potential problems

For this, our work in this project is to find one or more reinforcement solutions in order to ensure the stability of this landslide, to protect the inhabitants from the damage that can be caused by this phenomenon in our case, the landslide was due to poor soil conditions, which was accentuated after the excavation of the land

Our work consists in analyzing and consolidating the landslide which is located at 48 promotional housing in EL ACHOUR R + 4 + 2SS in the Wilaya of Algiers. Our work is presented in (4) chapters:

Chapter I:

A global study on the description of the main types of landslides, their classifications, their movements, the main factors influencing the stability of slopes, presentation of the best methods for calculating the safety factor, presentation of the different methods of reinforcement which can be used for stabilization of a slope.

Chapter II:

This chapter contains a description of the project and the location of the landslide, the rainfall and seismicity of the region is also mentioned

Chapter III:

Presents the preliminary reconnaissance study of our site (geographic location, geology, hydrogeology, etc.), the morphology of the region as well as the various disorders observed.

And a description of the various studies and experimental campaigns in-situ and in the laboratory, as well as an analysis and interpretation of the test results.

Chapter IV:

This chapter presents the calculation of stability and the different solutions comfort of the slope studied using the software PLAXIS 2D and TALREN 4. We end the chapter with an interpretation of the results and comments on the safety factors found with the two software.

General conclusion to conclude our work

Au nom d'Allah le clément le miséricordieux

REMERCIEMNT

Nous exprimons tout d'abord notre gratitude et sincère dévouement à notre Dieu ALLAH tout puissant qui nous a donné de la volonté et de la force pour élaborer ce travail.

Nous adressons nos vifs et chaleureux remerciements à notre promotrice Madame Zerarka.H pour son soutien et son aide durant toute la période du travail

On remercie aussi le président et les membres du jury de nous avoir honoré de leur présence et avoir bien voulu examiné ce modeste travail.

Nous adressons nos respectueux remerciements à tous nos enseignants qui nous ont encadrés pendant toutes nos années d'études et éclairés notre chemin de jeune ingénieur.

On remercie également le directeur de l'entrepriseet Mr. zitounterki ingénieur chef de service géotechnique à consider ingeneering de Dar El Beida , Mr.Benrghioua Salah ingénieur au laboratoire LNHC Sétif,et Dr.Samir Bedr-Centre national de recherche appliquée en génie parasismique-Alger, qui nous ont beaucoup aidé .

Enfin ,nos sincères remerciements à nos familles et amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus.

Dédicaces

Au nom d'Allah le méricordieux

Je dédie ce travail :

- ❖ A mes parents que j'aime beaucoup et qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours universitaires, c'est principalement pour eux que je fournissais plus d'effort pour réussir. Merci pour tout que Dieu vous garde pour moi

Bahidja et mounir

- ❖ A toute ma famille (mes frères, grands parents, oncles et tentes, cousins et cousines) qui font mon bonheur, m'encouragent et veulent toujours ma réussite
- ❖ A mes amis les plus proches, et à tout ceux qui m'ont soutenu, aidé, et encouragé durant tout mon cursus

Merci

Manel

Dédicaces

Je dédie cet humble acte:

À mes chers parents, et surtout à ma chère mère, qui m'a
encouragé, que Dieu la protège et prenne soin d'elle

Que Dieu les honore et les rende fiers de moi,

À mes chers frères et sœurs

Pour chaque membre de la famille Amriou.

À tous mes amis, mes camarades de collège.

Par conséquent, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la
perception

A toutes les personnes qui m'ont soutenu et qui ont cru en moi
durant mon voyage

Merci à tous

Soumia

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure I. 1. exemples sur les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus.....	5
Figure I.2. Exemples sur les mouvements lents et continus.....	6
Figure I.3 .Glissement plan (Aissa M. H.,2011).....	8
Figure I.4 .Glissement rotationnel (Aissa M. H.,2011).....	8
Figure I .5.glisement rotationnel simple (G. Philipponnat, 1987).....	9
Figure I.6.Glissement rotationnel complexe (source: mémoireonline).....	9
Figure I .7.types des glissements. (Gheneni B,2003)	10
Figure I.8.Exemple d'un écroulement.....	10
Figure I.9.Schéma général du mécanisme de fluage.....	11
Figure I.10.Photo illustratif d'une coulée d'éboulis.....	12
Figure I.11.Glissement de terrain.....	12
Figure I.12.Morphologie générale d'un glissement de terrain [3]	13
Figure I.13.Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement [4]	15
Figure I.14. Exemple schématique d'une surcharge au sommet du talus.....	17
Figure I .15.Schéma d'un déblai.....	17
Figure I.16.Allègement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008.....	21
Figure I.17. Chargement au pied d'un talus .[11]	21
Figure I.18. Les différents procédés de modification géométrique.[12]	22
FigureI.19.substitution totale	22
FigureI.20.substitution partielle[11]	22
Figure I.21 : L'implantation des plantes dans un talus [13]	23
Figure I.22. Mur de soutènement [13]	24
Figure I.23. Paroi de palplanche.[12]	25
Figure I.24. principe de la technique terre armée.[12]	26
FigureI.25. Illustration montrant le clouage par micro pieux mixtes.....	28
FigureI.26.Clouage d'un glissement	28
Figure I.27. Confortement par pieux (Grèce).....	30
Figure I.28.processus d'exécution d'une paroi de pieux tangent.....	30
Figure I.29. processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants	30
Figure I.30. Un versant stabilisé par clouage[10].....	31
Figure I.31.l'utilisation du géotextile en jouant double rôle (drainage et renforcement du talus)	32
Figure I.32. Stabilisation par ancrage précontraint : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs.....	32

Figure I.33.tirants d’ancragepour stabiliser un glissement de terrain.....	34
Figure I.34. Surface de rupture.....	35
Figure I.35. Schéma simplifié des contraintes normales et tangentielles dans un massif.....	36
Figure I.36.Représentation de la droite de Mohr-Coulomb.....	37
Figure I.37. les forces appliquées sur une tranche.....	37
Figure I.38. Equilibre globale du massif.....	39
Figure I.39. Polygone des forces.....	41
Figure I.40.schématisation de la division en tranche d’un talus.....	42
Figure I.41.les efforts agissant sur chaque tranche.....	42
Figure I.42.Forces agissant sur la tranche n.....	44
Figure I.43.La méthode de pente inclinée.....	46
Figure I.44.La méthode des tranches en porte-à-faux (Chang-Yu 2006).....	47
Figure I.45. Ladisposition des contrefiches horizontales : (a) vue enprofil , (b) vue en plan (Chang-Yu,2006).....	47
Figure I.46. Photo représentant la méthode d’excavation entrtoisée(Chang-Yu,2006).....	48
Figure I.47.Méthode d’excavation ancrée.....	48
Figure I.48.Configuration d’un tirant d’ancrage.....	49
Figure I .49.Méthode d’excavation d’île avec un niveau de contrefiches (Chang-Yu,2006).....	50
Figure I .50.Méthode d’excavation « Island » avec les niveaux multiples de contrefiches (Chang-Yu,2006).....	50
Figure I .51. Photo représentantla méthode d’excavation « Island » (Chang-Yu,2006).....	51
Figure I .52. Méthode d’excavation « top down » (Chang-Yu,2006)	52
FigureII .1.Situation géographique d'Alger.....	54
Figure II .2.Situation géographique de la commune d'El Achour (Google earth)	55
Figure II.3. Photos prises sur site du glissement de terrain -El Achour	56
Figure III .1.Les pliocènes de la région d'Alger(d'après DJEDIAT.Y,1996)	59
Figure III.2.carte géologique de la région d'Alger (la carte de CHERAGA, au 1/50000ème).....	60
Figure.III .3.Carte hydrogéologique de la région d'Alger.....	61
Figure III.4.Schéma d'un essai de sondage carotté.....	62
Figure III.5.Prélèvement des échantillons d'un sondage carotté.....	63
Figure III. 6. Schéma de l'essai pressiométrique.....	66
Figure IV.1.levés topographiques.....	74
Figure IV.2.La coupe 1-1.....	74

Figure IV.3. Profil d'étude.....	74
Figure IV.4. Description général du projet.....	75
Figure IV.5.Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans TALREN 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées)	76
Figure IV.6. Résultat de coefficient de sécurité sans chargement.....	77
Figure IV.7. Résultats de coefficient de sécurité avec chargement.....	77
Figure IV.8 Résultats de coefficient de sécurité après excavation.....	78
Figure IV.9. Résultat de coefficient de sécurité (cas de renforcement par pieu)	79
Figure IV.10. Résultats de coefficient de sécurité avec l'inclusion d'un seul tirant d'ancrage....	81
Figure IV.11. Résultat du coefficient de sécurité avec deux tirants d'ancrage.....	81
Figure IV.12. Résultat du coefficient de sécurité avec trois tirants d'ancrage.....	82
Figure IV.13. Résultats de coefficient de sécurité avec quatre tirants d'ancrage.....	82
Figure VI.14. Variation l'étapes de calcule en fonction de coefficient de sécurité.....	83
Figure IV.15. Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS.....	84
Figure IV.16. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	84
Figure IV.17. Géométrie du modèle (initial).....	85
Figure IV.18.Définition de l'interface.....	86
Figure IV.19. Exemple du maillage.....	86
Figure IV.20.Le modèle après introduction de la nappe phréatique.....	87
Figure IV.21. Phases de calcul.....	87
Figure IV.22. Les déplacements totaux de type de shadings (phase2).....	88
Figure IV.23. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase2).....	89
Figure IV.24. Les déplacements verticaux (Uy) (phase2).....	89
Figure IV.25. Les déformations totaux de type de shadings (phase2).....	90
Figure IV.26. Coefficient de sécurité (phase3) avant excavation.....	90
Figure IV.27. Les déplacements totaux de type de shadings (phase4).....	91
Figure IV.28. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase4).....	92
Figure IV.29. Les déplacements verticaux (Uy) (phase4).....	92
Figure IV.30. Les déformations totauxde type de shadings (phase4).....	93

Figure IV.31. Coefficient de sécurité avant excavation (phase4).....	94
Figure IV.32. Déplacement total (phase 6).....	95
Figure IV.33. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase 6).....	95
Figure IV.34. Les déplacements verticaux (Uy) (phase6).....	96
Figure IV.35. Les déformations totaux de type de shadings (phase 6).....	96
Figure IV.36. Coefficient de sécurité (phase 7).....	97
Figure IV.37.les paramètres d'entrées d'un pieu.....	98
Figure IV.38.la masse d'un pieu.....	99
Figure IV.39.Déplacements totaux (phase 8).....	100
Figure IV.40. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase 8).....	100
Figure IV.41. Les déplacements verticaux (Uy) (phase8).....	101
Figure IV.42. Les déformations totaux de type de shadings (phase8).....	101
Figure IV.43. Coefficient de sécurité (phase8).....	102
Figure IV.44. Déplacement total (phase 10).....	103
Figure IV.45. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase10).....	104
Figure IV.46. Les déplacements verticaux (Uy) (phase10).....	104
Figure IV.47.Les déformations totauxde type de shadings (phase10).....	105
Figure IV.48.Coefficient de sécurité (phase 11).....	106
Figure IV.49. Déplacements totaux (phase 12).....	107
Figure IV.50. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase12).....	107
Figure IV.51. Les déplacements verticaux (Uy) (phase12).....	108
Figure IV.52. Les déformations totauxde type de shadings (phase12).....	108
Figure IV.53. Coefficient de sécurité (phase 13).....	109
Figure IV.54. Variation du coefficient de sécurité selon les phases de calcul.....	110

Tableau I. 1.classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	7
Tableau I.2.classification selon la vitesse de glissement.....	7
Tableau I.3.les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage	32
Tableau I.4. Les hypothèses et les inconnus dans les méthodes d'analyse.[9].....	40
Tableau III.1.Lithologie des sondages carottés.....	64
Tableau III.2..Résultats donnés par le sondage SP 01 (30m).....	65
Tableau III.3.Résultats de l'essai du pénétromètre dynamique.....	66
Tableau III.4..Résultats de la teneur en eau, du degré de saturation et de la densité sèche et humide.....	67
Tableau III .5.Résultats des limites d'Atterberg et classification des sols.....	68
Tableau III .6.Résultats des essais de cisaillement à la boite.....	69
Tableau III 7.Les paramètres mécaniques de la couche d'argile.....	70
Tableau III.8.récapitulation des résultats	71
Tableau IV.1. Paramètres des caractéristiques mécaniques du sol.....	73
Tableau IV.2.Propriétés des pieux.....	98
Tableau IV.3.Propriétés des tirants d'ancrage.....	103
tableau IV.4.comparaison entre les résultats du coefficient de sécurié trouvés à l'aide des deux logiciels.....	110

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

1. LETTRES GRECQUES

ν	Coefficient de POISSON [-]
φ	Angle de frottement [°]
φ'	Angle de frottement effectif [°]
$\varphi R'$	Angle de frottement résiduel [°]
ψ	Angle de dilatance [°]
γ	Poids volumique du sol [kN/m ³]
γ_{sat}	Poids volumique du sol saturé [kN/m ³]
γ_d	Poids volumique du sol sec [kN/m ³]
$\sigma c'$	Pression de consolidation [kPa]
σ	Contrainte normale totale [kPa]
σ'	Contrainte normale effective [kPa]
u	Pression interstitielle [kPa]
τ	Contrainte de cisaillement [kPa]

2. LETTRES LATINES

LCPC	Laboratoire centrale des ponts et chaussées (France)
<i>F_s</i>	Coefficient de sécurité [-]
<i>E</i>	Module de YOUNG [kPa]
<i>E_{œd}</i>	Module œdométrique [kPa]
<i>G</i>	Module de cisaillement
<i>c</i>	Cohésion [kPa]
<i>c'</i>	Cohésion effective [kPa]
<i>c_u</i>	Résistance au cisaillement non drainé [kPa]
<i>c_R'</i>	Cohésion résiduelle [kPa]
<i>w</i>	Teneur en eau [%]
<i>S_r</i>	Degré de saturation [%]
<i>w_L</i>	Limite de liquidité [-]
<i>w_P</i>	Limite de plasticité [-]
<i>IP</i>	Indice plasticité [-]
<i>IC</i>	Indice de consistance [-]
<i>IL</i>	Indice de liquidité [-]
<i>CC</i>	Indice de compressibilité [-]
<i>CS</i>	Indice de gonflement [-]
<i>T</i>	Effort d'ancrage [kN]
<i>e</i>	Indice des vides [-]

Sommaire

Résumé.....	I
REMERCIEMNT.....	IV
Dédicaces.....	V
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	VII
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS.....	XI
TABLE DES MATIERES.....	XIII
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Etude bibliographique

Partie I : Généralités sur les glissements de terrain.....	3
I.1. introduction	4
I .2. Les mouvements des terrains et les différents types	4
I.2.1. Les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus : [1]	4
I.2.2. Les mouvements lents et continus [1]	5
I .3. les glissements de terrain	7
I.3.1. Classification du glissement [3].....	7
I.3.2. Formes de glissement	7
I.3.2. 1.Glissements plans ou translationnels	7
I.3.2.2.Glissements circulaires ou rotationnels	8
I.3.2. 3.Glisement quelconque ou complexe	9
I.3.2.4.Description des principaux types de glissements	10
I.4.Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain [5]	12
I.5. Principales causes de glissement	14
I.5.1. Géométrie du terrain	14
I.5.2.Résistance au cisaillement	14
I.5.3. Pressions de l'eau interstitielle	15
I.5.4. Sollicitations extérieures (Naturelles et anthropiques)	16
I.5.4.1.Facteurs naturelles	16
I.5.4.2 .Facteurs anthropiques	16
I.6. Processus d'étude des glissements de terrains	17
I.6.1. Repérage topographique d'une zone instable	18
I.6.2 Géologie du site	18

I.6.2.1. Etude hydrogéologique	18
I.6.3 Etude géotechnique	19
I.6.3.1.Sondage et prélèvement d'échantillons	19
I.6.3.2.Valorisation des Sondages	20
I.7.Méthodes de renforcements et confortements	20
I.7.1. Confortement par terrassements	20
I.7.1.1. L'allègement en tête de glissement	20
I.7.1.2. Le chargement en pied	21
I.7.1.3. Le reprofilage	21
I.7.1.4. La purge totale ou la substitution partielle	22
I.7.1.5. La végétalisation	22
I.7.2.Dispositifs de drainages.....	23
I.7.3. Confortement mécanique	23
I.7.3. 1.Les ouvrage de soutènement :	24
I.7.3. 2. Le clouage	30
I.7.3. 3. Les géotextiles	31
I.7.3.4.Les tirants d'ancrage : [10].....	32
I.8.méthodes de calculs des glissements de terrain :	34
I.8.1. Définition du coefficient de sécurité	34
I.8.2.la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :	35
I.8.3.Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols :	36
I.8.3.1.Notion de rupture	36
I.8.3.2.Critère de rupture	36
I.8.3.3. La résistance au cisaillement d'un sol	36
I.8.4. Classes de méthodes de calcul de stabilité	37
I.8.4.1 Rupture plane [14].....	37
I.8.4.2.Rupture rotationnelle	38
I.8.4.2.1.Méthode globale [15]	39
I.8.4.2.2. Méthode des tranches	41
I.8.4.3.Méthode des caractéristiques de contraintes.....	46
I.9.Les méthodes d'excavations les plus répandues :[11]	47
I.9.1.Méthodes de tranchée complètement ouverte	47
I.9.2 Méthode d'excavation entretoisée	48
I.9.3.Méthode d'excavation ancrée	49

I.9.4.Methode d'excavation « Island »	50
I.9.5.Méthode d'excavation top down	51
I.10. Conclusion	52

Chapitre II : Présentation du projet

II.1.Introduction	54
II.2 Reconnaissance du site	54
II.2.1.Présentation de la région	54
II.2.2. Situation géographique du site	55
II.3. Pluviométrie	55
II.4.La sismicité de la région	56

Chapitre III : Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

III.1.Introduction	58
III.2.La géologie	58
III.2.1. La géologie locale	59
III.3. L'étude hydrogéologique	60
III .3.1. L'hydrogéologie régionale	60
III .3.2 .L'hydrogéologie locale	61
III.4.L'étude géotechnique	62
III.4. 1.essai in situ	62
III.4. 1.1.lithologie (sondage carotté)	62
III.4 1.2. Essais pressiométriques	65
III.4. 2.Essai au laboratoire	66
III.4. 2.1.caractéristiques physiques	67
III.4. 2.2.Classification des sols	67
III .4. 2.3. Analyse granulométrique	68
III.4. 2.4.Limite d'atterberg	68
III .4. 2.5. Caractéristiques mécaniques	68
III .4.2.6.Analyses chimiques	69
III .5.Interprétation des résultats obtenus par les essais de laboratoire	69
III.5.1.Les caractéristiques de la couche d'Argile	69
III.6.L'étude de l'homogénéité des caractéristiques de C et ϕ	69
III.6.1.La couche d'argile	69
III .6.1.1. L'angle de frottement	69
III.6.1.2. La cohésion	70

III.7. Conclusion	71
--------------------------------	-----------

Chapitre IV : Calcul de stabilité

IV.1.Introduction	73
IV.2. Définition des données	73
IV.2.1. Régime hydraulique	73
IV.2.2. Charge d'exploitation	73
IV.2.3. Caractéristiques mécaniques des sols	73
IV.2.4. Géométrie du modèle	74
IV.3.Modélisation par TALREN	75
IV.3.1.Présentation du logiciel	75
IV.3.2. Présentation de l'étude	75
IV.3.3. Facteur de sécurité du talus	76
IV.3.4.Procédure de calcul numérique	76
IV.3.4.1.Etude de la stabilité du talus avant excavation	77
IV.3.4.2. Etude de la stabilité du talus après excavation	78
IV.3.4.3.Proposition des solutions de confortement	79
IV.4.Modélisation par PLAXIS	83
IV. 4.1. Présentation du logiciel PLAXIS	83
IV.4.1.1. Les modèle de comportements utilisés par PLAXIS	83
IV.4.1.2. Type de comportement des matériaux	84
IV.4.1.3. Etape de modélisation	84
IV.4.2. Les étapes de modélisation	85
IV.4.2.1.Définition des données	85
IV.4. 3.Résultats des calculs	88
IV.4. 3.1.Etude de la stabilité du talus avant excavation	88
IV.4. 3.2.Etude de la stabilité du talus après excavation	94
IV.4. 3.3.Proposition des solutions de confortement	97
IV.5.Conclusion :	110
Conclusion générale	112
Appendices	113

INTRODUCTION GENERALE

Les sols et les sous-sols instables sont des dangers naturels qui menacent la vie humaine .Parmi les instabilités du sol ; les mouvements de terrain qui se rencontrent fréquemment dans la construction des routes et des ouvrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Ces phénomènes naturels sont d'origines très diverses et peuvent être catastrophiques et provoquent des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes.

L'étude des glissements de terrain relèvent d'une démarche pluridisciplinaire qui fait appel au géologue, au géomorphologue, à l'hydrogéologue sous la direction d'un géotechnicien expérimenté.

Actuellement, l'utilisation de la modélisation pour la simulation des problèmes en ingénierie est plus avantageuse. Le progrès des méthodes d'analyse numérique permet de faciliter et dépasser les limites et les difficultés de calcul ainsi qu'aborder l'étude des problèmes aux géométries et lois de comportements complexes. Aussi, l'usage de ces méthodes permet la vérification de la stabilité des talus, sans ou avec système de stabilisation, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et des contraintes dans les structures de renforcement et d'aider à leur dimensionnement.

Ainsi notre travail consiste à analyser et conforter un glissement de terrain qui se situe à 48 logements promotionnel EL ACHOUR R+4+2SS dans la wilaya d'Alger.

Notre travail est présenté en (4) chapitres :

Chapitre I : Une étude globale sur la description des principaux types de glissements de terrain, leurs classifications, leurs mouvements, les principaux facteurs influant sur la stabilité des talus, une présentation des méthodes les plus utilisées pour le calcul de facteur de sécurité et une présentation des différentes méthodes de confortement et de renforcement qui peuvent être utilisées pour la stabilisation d'un talus.

Chapitre II : Dans ce chapitre, on fait une présentation du projet et du lieu où s'est passé le glissement de terrain, on mentionne aussi la pluviométrie et la sismicité de la région.

Chapitre III : Ce chapitre présente l'étude de reconnaissance préliminaire de notre site (situation géographique, géologie, hydrogéologie, etc...), la morphologie de la région ainsi que les différents désordres observés, et une description des différentes études et campagnes expérimentales in-situ et au laboratoire, ainsi qu'une analyse et interprétation des résultats des essais

Chapitre IV : Ce chapitre présente le calcul de stabilité et les différentes solutions de confortement du talus étudié en utilisant le logiciel PLAXIS 2D et TALREN 4 .On termine le chapitre avec une interprétation des résultats et des commentaires sur les facteurs de sécurité et les déplacements trouvés avec les deux logiciels ainsi qu'une comparaison entre ces derniers.

Conclusion général pour conclure notre travail.

Chapitre I



Etude bibliographique

Partie I Généralités sur les glissements de terrain

Dans cette partie, on va traiter les connaissances sur les glissements de terrain et comment classer les types de mouvement de terrain qui se divisent en deux grandes familles, ensuite nous présenterons quelques probabilités qui causent le glissement, ainsi que les méthodes de son étude, et à la fin nous terminerons par donner les principales techniques de confortement.

1.1. introduction

Les phénomènes des glissements de terrains sont considérés comme un danger naturel, ils se produisent dans toutes les régions du monde. Dans ce cas-là, les sols qui nous entourent engendrent une descente de masse de matériaux tels que des roches, de la terre, des déchets miniers ou des débris sur un versant, généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre et aussi par les activités humaines. C'est pour cela, il faut se rendre compte de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver la bonne solution de protection.

1.2. Les mouvements des terrains et les différents types

Lorsqu'on entend mouvement de terrain cette expression contient une grande variété de phénomènes naturels, très différents les uns des autres. Ce sont tous des déplacements, sous l'effet de la pesanteur, de la masse des terrains déstabilisés par des sollicitations naturelles ou artificielles.

[1]

On distingue deux grandes familles de mouvements de terrains

1.2.1. Les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus [1]

Ils sont particulièrement meurtriers en raison de leur soudaineté. Il s'agit des effondrements, des chutes de pierres et de blocs, des écroulements (ou éboulements) des coulées boueuses et laves torrentielles.

Les effondrements : proviennent de la rupture brutale de cavités souterraines ou artificielles.

Les chutes de pierres et de blocs : résultent de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.

Les écroulements de plans de falaises ou d'escarpements rocheux : se font selon des plans de discontinuité préexistant comme les failles. Ils peuvent atteindre des volumes considérables et affecter des versants entiers.

Les coulées de boue : elles proviennent généralement des fronts de glissement sur des pentes instables, par afflux d'eau ou par remaniement des sols superficiels à la fonte des neiges. Leur mode de propagation est intermédiaire entre le déplacement en masse du glissement et le transport fluide ou visqueux de la lave torrentielle.

Les laves torrentielles : correspondent au transport de matériaux en coulées fluides dans le lit de torrents de montagne en période de crue. Ce sont des phénomènes de centaines de milliers de mètres cubes. Ces matériaux sont entraînés sur plusieurs kilomètres.



Figure I. 1. exemples sur les mouvements rapides, quasi instantanés et discontinus.

I.2.2. Les mouvements lents et continus [1]

Dans ce cas la déformation des terrains n'est pas accompagnée de rupture et aucune accélération brutale ne doit être redoutée.

Leurs effets sont plus ou moins contrôlables, ils n'induisent généralement aucun risque humain mais peuvent occasionner des pertes économiques importantes.

Cette famille regroupe glissements, affaissements, tassements et phénomènes de gonflement

Les affaissements de terrain : évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être des vides naturels par dissolution de roches solubles (calcaires, gypse...), des ouvrages souterrains exécutés sans précaution, des carrières souterraines (calcaire, craie...)

Les tassements : sont liés à la consolidation de certains terrains très compressibles comme les vases ou les tourbes.

Les gonflements ou les retraits : Le gonflement se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon la déformation du massif.

Exemple les argiles gonflantes comme la montmorillonite, la smectite, et la bentonite.

Les glissements : correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, plus ou moins circulaire ou complexe, des sols peu cohérents. Ils se produisent fréquemment dans les marnes et les argiles. Ils peuvent affecter que les couches superficielles du sol ou bien, au contraire, atteindre plusieurs dizaines de mètres de profondeur .ils mettent alors en jeu des volumes de terrain considérable, de l'ordre de quelques millions de mètre cubes.



(a) Gonflement



(b) Tassement



(c) Glissement de terrain



(d) Affaissement

Figure I.2. exemples sur les mouvements lents et continus

La distinction n'est pas toujours nette entre ces deux types de mouvements. Un mouvement lent et continu peut, sous certaines conditions, s'accélérer et aboutir à une rupture brutale. C'est fréquemment le cas des glissements

I.3. les glissements de terrain

I.3.1. Classification du glissement [3]

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements.

Tableau I. 1.classification selon la profondeur de la surface de glissement

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

Tableau I.2.classification selon la vitesse de glissement

Glissement	Surface de glissement
Substabilisé, très lent	0-2m
Peu, actif, lent	2-10m
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10m

I.3.2. Formes de glissement

On distingue trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture

- Glissement plan ou translationnel, le long d'une surface plane ;
- Glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe ;
- Glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types.

I.3.2. 1.Glissements plans ou translationnels

Dans le cas des glissements plan ou translationnels, la surface de glissement est plane. Des couches ou des ensembles de couches de terrain se mettent en mouvement le long d'une couche plus faible ou d'une discontinuité lithologique ou structurale, on rencontre ce type de glissement dans les sols meubles reposant sur un substratum ou bien lorsque la longueur de la surface de rupture potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

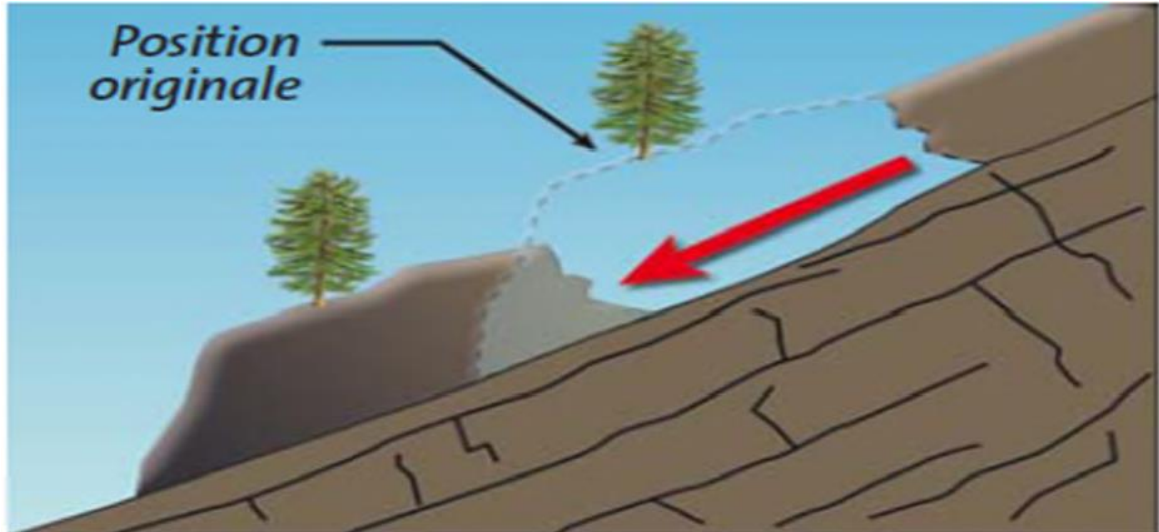


Figure I.3 .Glissement plan (Aissa M. H.,2011)

I.3.2.2. Glissements circulaires ou rotationnels

Lors des glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume, et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux.

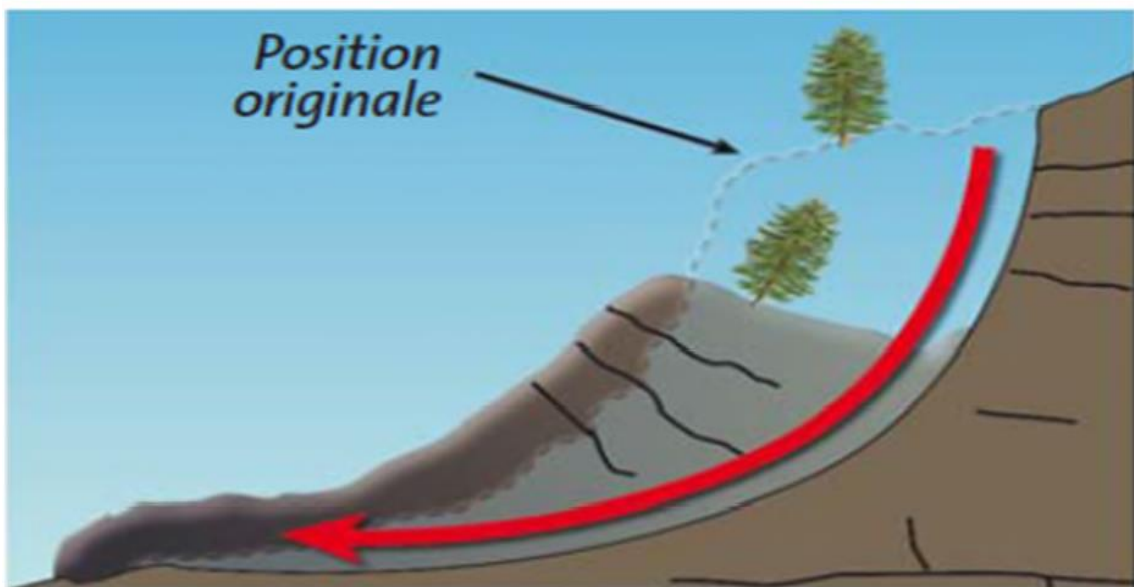


Figure I.4 .Glissement rotationnel (Aissa M. H.,2011)

On peut distinguer deux types de glissement rotationnel

➤ Glissement rotationnel simple

La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas.

Il comprend un entête des fissures de traction, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement et à la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

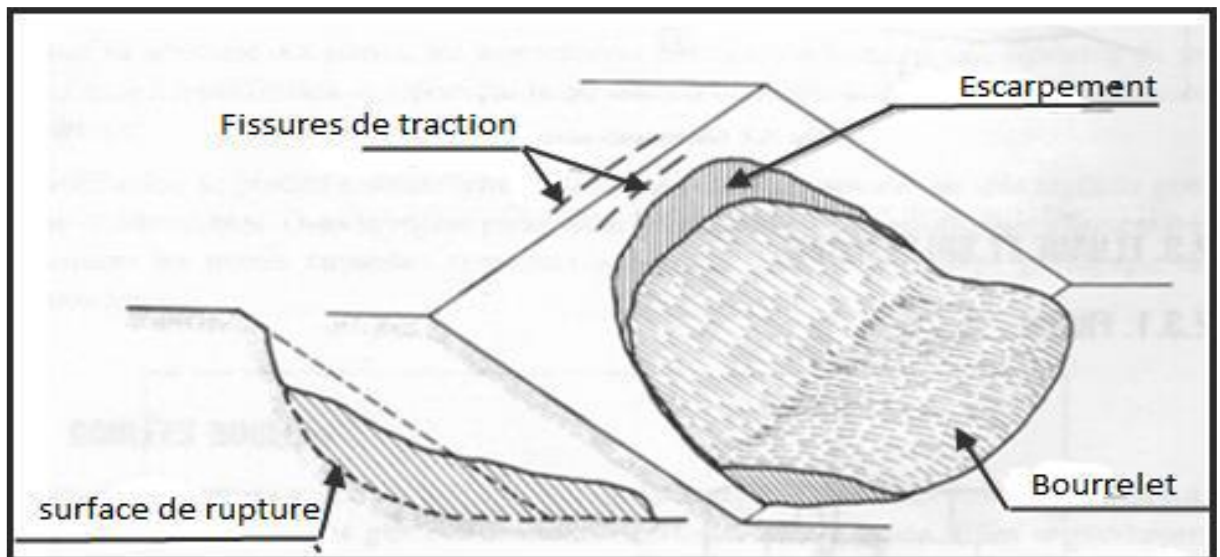


Figure I.5. glissement rotationnel simple (G. Philipponnat, 1987).

➤ Glissement rotationnel complexe

Ce glissement est provoqué par le glissement précédent, et il est dû à la suppression de la butée, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.

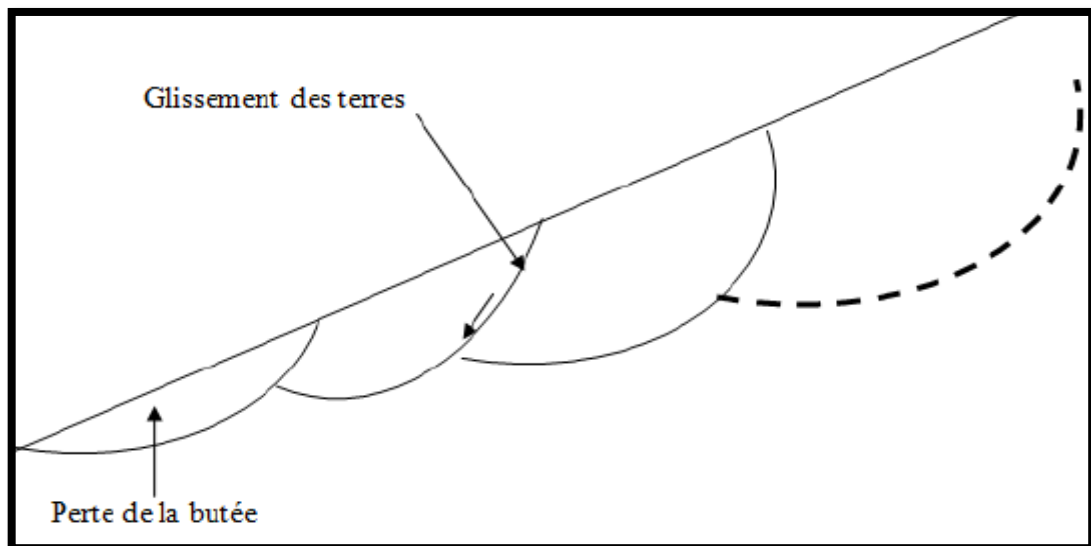


Figure I.6. Glissement rotationnel complexe [4]

I.3.2. 3. Glissement quelconque ou complexe

Ce type est un mélange entre les deux types de glissement de terrain cités auparavant, le mouvement est très semblable aux précédents dans son allure externe, mais les surfaces de rupture sont de forme convexe et passent à travers de différents niveaux de faiblesse du massif.

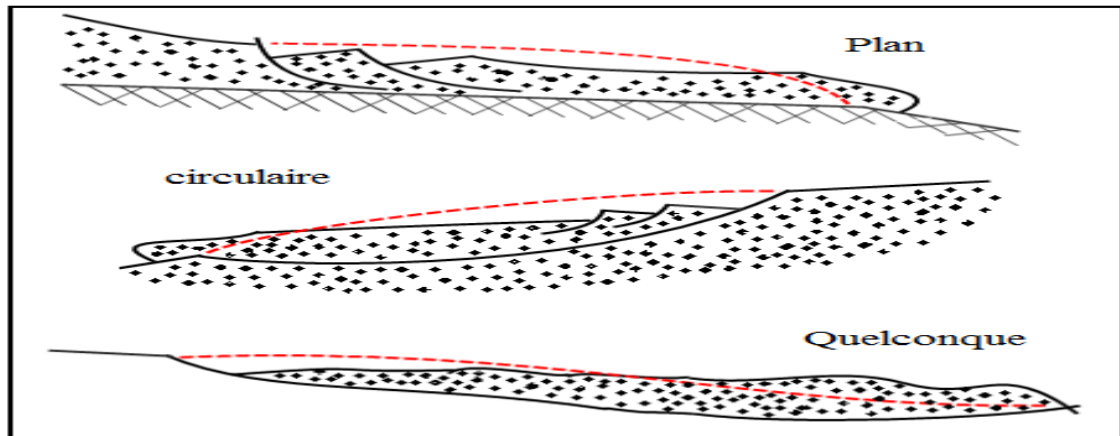


Figure I .7.types des glissements. [4]

I.3.2.4.Description des principaux types de glissements

Ils sont divisés en quatre catégories, et repris d'une manière universelle

- Les écoulements
- Les glissements
- Les fluages
- Les coulées

Les écoulements

Les écoulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écoulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise verticale. Ces mouvements se produisent rarement mais peuvent être catastrophiques. Ils sont divisés en 3 types

- Ecoulements rocheux de falaise;
- Ecoulements par fluage ou glissement d'une couche tendre ;
- Ecoulements ou effondrements. [3]

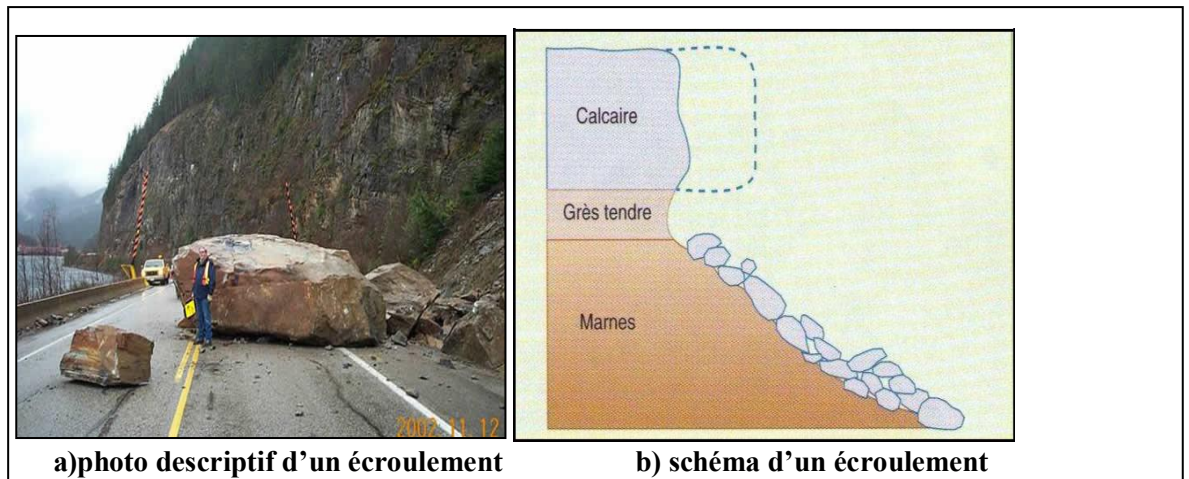


Figure I.8. Exemple d'un écoulement.

fluage

Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués. En fait ces efforts conduisent à une sollicitation de la structure proche du sol de la rupture, l'état ultime pouvant être soit la stabilisation, soit la rupture, les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses sont faibles.

Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

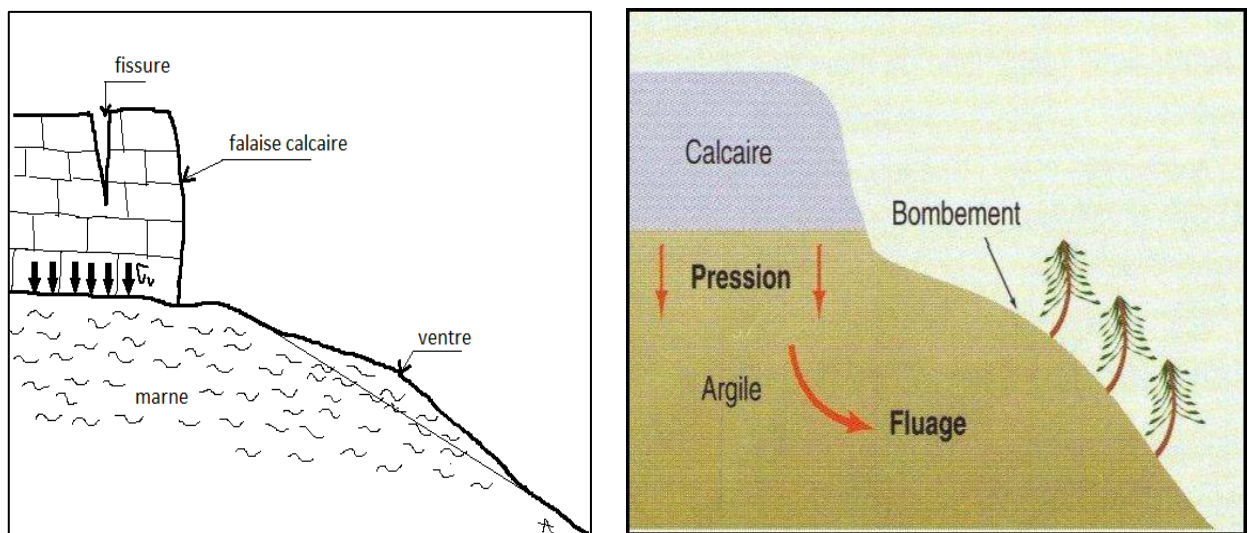


Figure I.9. Schéma général du mécanisme de fluage

Les coulées

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées, ces matériaux étant alors repris par un torrent.

Les coulées peuvent intéresser des matériaux très sensibles (argiles sensibles de Scandinavie qui se liquéfient dès qu'elles sont déformées) et donner des coulées de boue.



Figure I.10. Photo illustratif d'une coulée d'éboulis.

Les glissements

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux beaucoup plus meubles que ceux affectés par les écroulements. Ils sont également à une échelle beaucoup plus grande, généralement celle du chantier, et intéressent les ingénieurs. Leur étude relève essentiellement de la mécanique des sols.



Figure I.11. Glissement de terrain

I.4. Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain [5]

1) Escarpement principal Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.

- 2) **Escarpement secondaire** Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- 3) **Pied** Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- 4) **Surface de glissement (Ou de rupture)** C'est la surface qui sépare la masse Glissante des terrains en place.
- 5) **Fissures et crevasse** ruptures au sein du matériau se manifestant par des fentes De grande importance et de formes diverses suivant leur position.
- 6) **Couronne** zone située au dessus de l'escarpement principal souvent peu affectée par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- 7) **Tête** c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- 8) **Elément** fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- 9) **Flan** limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- 10) **Extrémité inférieure (pouce)** zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- 11) **Rides transversales** elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir a des chevauchements dans le matériau.
- 12) **Corps** partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.

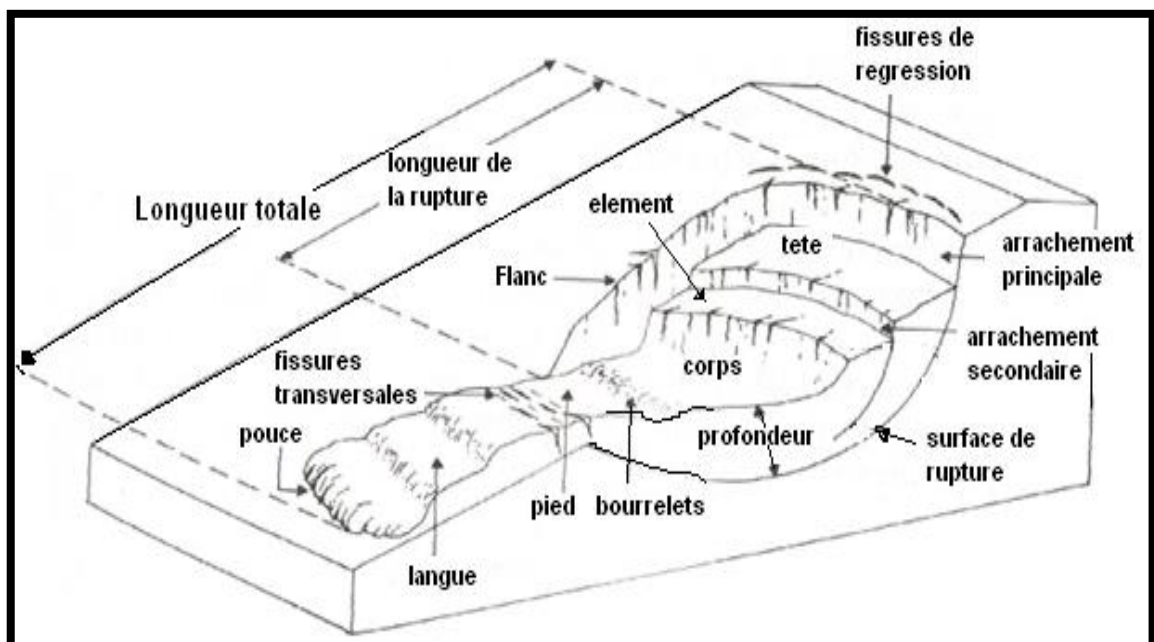


Figure I.12. Morphologie générale d'un glissement de terrain [5]

I.5. Principales causes de glissement

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

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

I.5.1. Géométrie du terrain

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

I.5.2. Résistance au cisaillement

On peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformations différentes (voir la figure suivante (Figure I-14))

- La résistance de pic, qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre de deux pour-cent) ;
- La résistance stabilisée après le pic, ou résistance à l'état critique, en général égale à La résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort déformation » a une forme asymptotique ;
- La résistance après des grands déplacements sur une surface de rupture, appelée résistance résiduelle.
- La courbe(I) Pour les sols compacts ou denses (indice des vides faible), la contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante. La valeur de ce maximum sert à définir la résistance au cisaillement, effort nécessaire pour désenchevêtrer les grains au voisinage du plan de cisaillement ;
- La courbe (II) Pour les sols peu compacts ou lâches (indice des vides e élevé), la contrainte de cisaillement croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique. On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation.

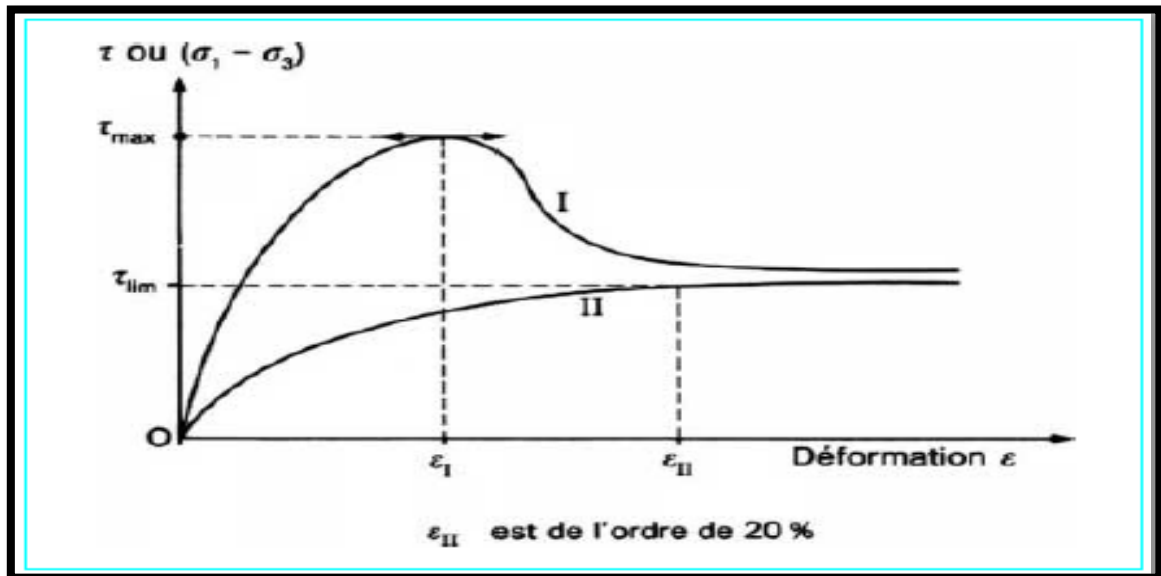


Figure I.13. Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement .[6]

Cette notion de résistance au cisaillement joue un rôle essentiel dans la stabilité des pentes. Elle dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contrainte est en fonction de diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.)

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

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

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

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite, prenant en compte la résistance au cisaillement du pic, dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés C' et φ' (valeur de pic) et, C'_r et φ'_r (Valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente. Finalement, un sol qui présente une résistance au cisaillement importante (définie par son angle de frottement interne (φ) et sa cohésion effective (c)) permet une plus grande stabilité, si l'on considère une pente de géométrie donnée.

I.5.3. Pressions de l'eau interstitielle

La pression interstitielle peut trouver son origine

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

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

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

I.5.4. Sollicitations extérieures (Naturelles et anthropiques)

I.5.4.1. Facteurs naturelles

- **Climat**

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

- **Séismes**

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

Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas

La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptibles de provoquer le glissement des formations sus-jacentes.

- La force d'inertie déstabilisatrice due au séisme lui-même.

I.5.4.2. Facteurs anthropiques

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

Exemple d'une construction

La construction d'un remblai sur une pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connu des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

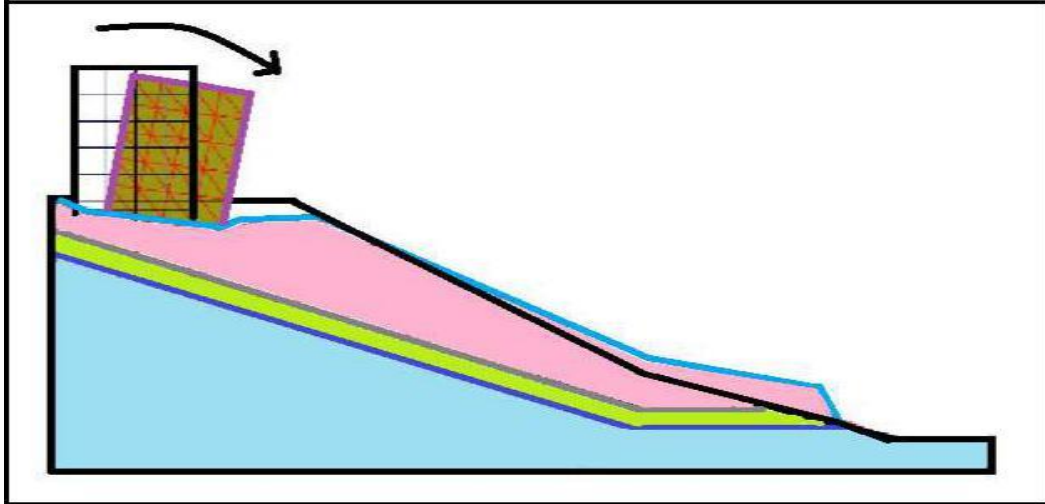


Figure I.14. Exemple schématique d'une surcharge au sommet du talus.

Exemple d'un déblai

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur. Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont.

Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied de faibles volumes de déblai qui peuvent provoquer des glissements d'ensembles.

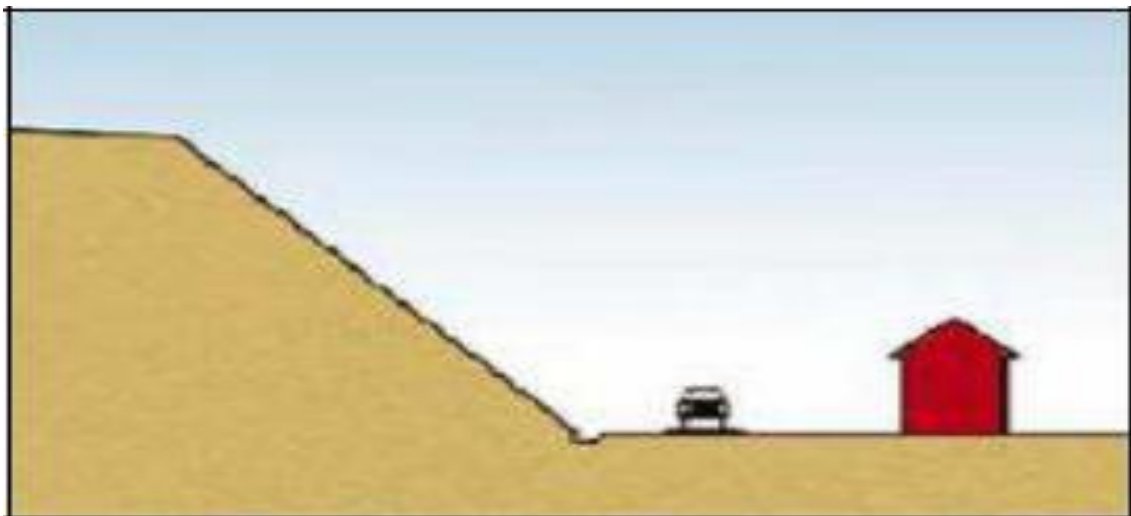


Figure I .15.Schéma d'un déblai

I.6. Processus d'étude des glissements de terrains

Le processus proposé ci-après concerne l'étude d'un glissement effectif de terrain. Mais en dehors du repérage géométrique de la surface de rupture, l'étude de stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

Il faut d'abord remarquer que l'approche géologique, purement naturaliste et descriptive, est nécessaire mais insuffisante pour une analyse mécanique du phénomène qui permettra la définition des travaux confortatifs à mettre en œuvre sur un site instable. De la même façon, une approche

trop mécanique «mise en équation» d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et, à priori inconnue, représente une approche naïve qui ne conduit à rien.

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique, cette étude est possible grâce notamment aux moyens technologiques dont on dispose actuellement.

I.6.1. Repérage topographique d'une zone instable

Vu l'insuffisance des cartes topographiques à petite échelle, il est indispensable d'entreprendre un levé topographique à grande échelle, afin de repérer la zone glissée, d'en tirer du plan des courbes de niveau, et des profils jalonnées. Les levés géométriques périodiquement réalisés, permettent de suivre le repérage des éléments caractéristiques du glissement à grande échelle, les éléments auxquels on doit prêter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement

- Les arbres, inclinés, droits ou tordus constituent les repères de courants souvent les seuls dans les zones non urbanisées.

- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinés.

- Les murs de soutènement ou de construction, fournissent par l'observation des divers, des ventres et des fissures, de bon repères.

- L'existence de failles de plis et d'autres indices géologiques.

- Les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement actif du terrain.

I.6.2 Géologie du site

A partir des données fournies par la carte géologique de la région, il est possible de tirer des renseignements utiles sur la lithologie et sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités). Elle donne encore des indications sur les circulations d'eaux souterraines en milieu poreux et fissuré, sur la base des coordonnées cartographiques, on peut reconstituer la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation de possibles mouvements de terrain et les différents phénomènes d'instabilité de pente, comme les glissements ou les éboulements généralisés sur une carte géologique au 1/25000 par leur périmètre.

I.6.2.1. Etude hydrogéologique

L'investigation hydrogéologique des terrains repose sur la définition préalable d'un schéma supposé réaliste du fonctionnement des aquifères du versant. Ces derniers tiennent compte des caractéristiques géométriques des unités géologiques, des conditions d'écoulement des eaux souterraines, des conditions hydrologiques et météorologiques. Elle a pour but de connaître la répétition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps, et de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eaux et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et établir l'inventaire hydrogéologique.

Les techniques utilisées pour une étude hydrogéologique, généralement sont :

Le repérage des niveaux d'eau dans les puits.

- Le recueil des données météorologiques.
- Les mesures du débit de sources.
- La piézométrie.

I.6.3 Etude géotechnique

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

Cette étude a pour but de :

- Fournir une définition géologique précise du site étudié.
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- Définir la forme géométrique de la masse en mouvement, et donc la position de la surface de glissement.
- Mesurer les caractéristiques mécaniques des divers terrains concernés.
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

Ces moyens d'investigation sont :

- Les sondages et les prélèvements d'échantillons.
- Valorisation des sondages.
- Les essais géotechniques
- Les essais au laboratoire.
- Les essais in-situ.
- La prospection géophysique.
- Synthèse des informations disponibles.
- Calculs de stabilité.

I.6.3 1.Sondage et prélèvement d'échantillons

Les sondages sont la partie la plus importante d'une reconnaissance. Leur nombre et leur implantation ne seront recommandés qu'après l'étude géotechnique effectuée au préalable. Leur nature dépend du but à atteindre, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone et également dans la zone stable immédiate. Le prélèvement d'échantillons peut se faire à la tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols et au carottier pour la mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols.

Cependant la modification des contraintes initiales aux moments du prélèvement des sols en place peut introduire une certaine destruction des carottes, et on peut penser que pour certains (en particulier des sols faiblement sur-consolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraînent un certain remaniement.

I.6.3 2. Valorisation des Sondages

On doit s'efforcer à valoriser les sondages carottés, qui sont des essais onéreux, par les techniques complémentaires suivantes

Reconnaissance diagraphique au moyen des sondes descendues dans les trous de forages qui permettent parfois de faire apparaître les surfaces de glissement.

Essai préssiométrique avec concentration au voisinage de la surface de rupture lorsqu'on a une première idée sur celle-ci.

- Mise en place des tubes piézométriques dans les sondages verticaux.
- Mise en place d'un certain nombre de forages verticaux de tubes déformables permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

I.7. Méthodes de renforcements et confortements

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution de confortement optimale, c'est-à-dire la plus efficace et la moins coûteuse. La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution des travaux de stabilisation.

Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en 3 catégories

- Les terrassements
- Les dispositifs de drainage
- le confortement mécanique

I.7.1. Confortement par terrassements

Le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. Cette technique consiste à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre.

On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement

- Les charges sur l'équilibre des masses L'allègement en tête de glissement et le chargement en pied.
- Les charges sur la géométrie de la pente purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

I.7.1.1. L'allègement en tête de glissement

Cela consiste à décharger la "tête du glissement". Ce déchargement entraîne une diminution de la masse et donc des forces motrices, Il est également possible d'augmenter la stabilité d'un terrain en réduisant sa pente. Cette solution est adaptée pour des talus non naturels ou de faible extension, mais généralement difficile à mettre en œuvre sur les versants naturels.

L'allègement en tête peut aussi se faire par utilisation de matériaux légers de substitution, qui peuvent être soit :

- La pouzzolane ;
- Le polystyrène expansé ;

- les granulats légers d'argile expansée

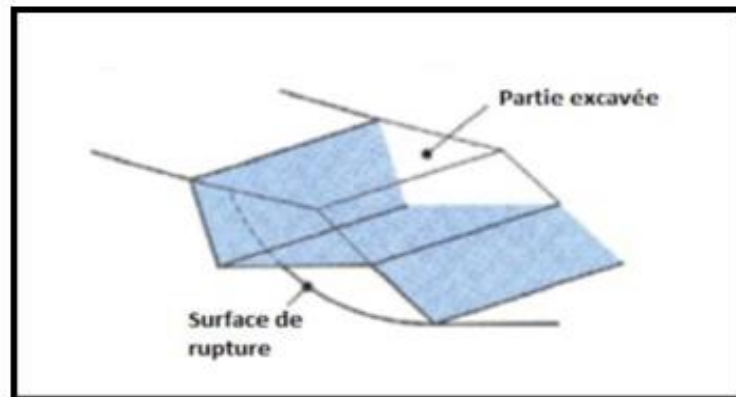


Figure I.16. Allégement en tête [7]

I.7.1.2. Le chargement en pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique fréquemment utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices, et d'autre part il permet de contenir le déplacement de la masse instable. Il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

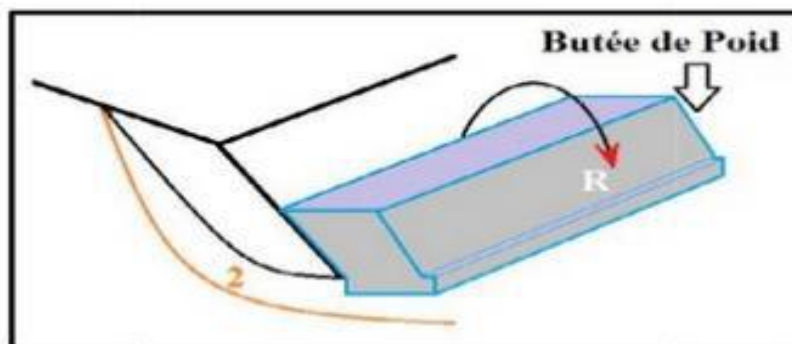


Figure I.17. Chargement au pied d'un talus .[7]

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.

I.7.1.3. Le reprofilage

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête il consiste à un adoucissement de la pente moyenne, ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risberme a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

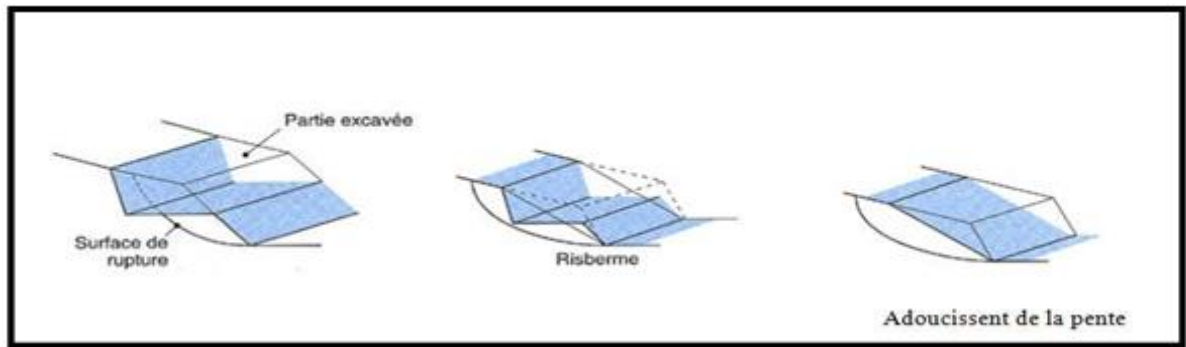


Figure I.18. Les différents procédés de modification géométrique.[8]

I.7.1.4. La purge totale ou la substitution partielle

La purge totale consiste à supprimer les matériaux glissés. C’est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste, de faible profondeur.

Lorsque la purge totale n’est pas possible, la substitution se limite à des bûches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s’ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente traitée peut-être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

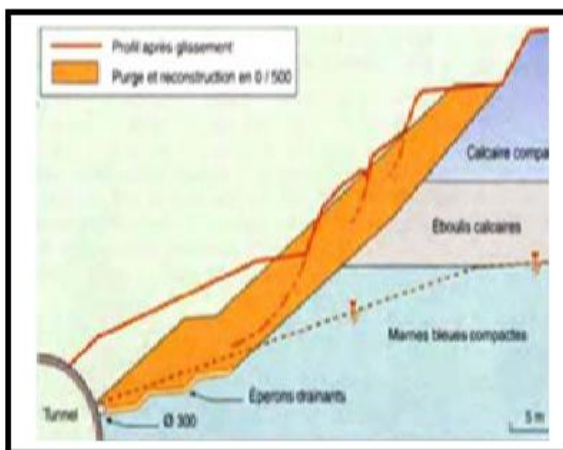


Figure I.19. substitution totale [7]

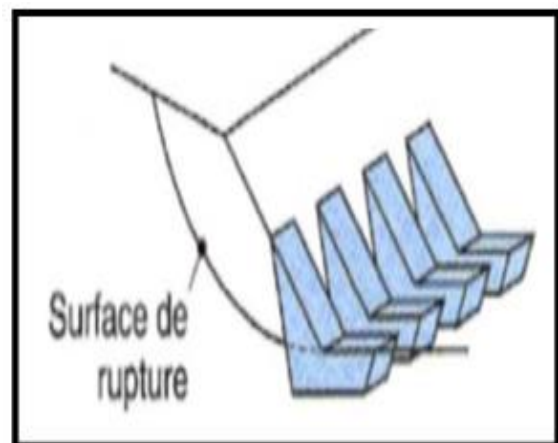


figure I.20. substitution partielle [7]

I.7.1.5. La végétalisation

La végétalisation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol.

C’est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l’environnement.



Figure I.21.L'implantation des plantes dans un talus [9]

I.7.2. Dispositifs de drainages

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise

Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation.

Le dimensionnement et l'efficacité d'un système de drainage dépendent des éléments suivants

- la nature et l'hétérogénéité des terrains,
- la géométrie des couches aquifères,
- la perméabilité et l'anisotropie des sols,
- les alimentations et les exutoires.

Les différents types de drainage

- Collecte et canalisation des eaux de surface
- Tranchées drainantes
- Masques et éperons drainants
- Drains verticaux
- Drains subhorizontaux

I.7.3. Confortement mécanique

Ces procédés ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

I.7.3. 1. Les ouvrages de soutènement

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinés à résister à la poussée des terres, on distingue

Les ouvrages rigides (murs en béton armé, en béton...) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

a) Les murs de soutènement

L'effet d'un mur de soutènement ne peut être que limité, l'extension d'un glissement de terrain, il est incapable d'arrêter un glissement de terrain de grande profondeur. Les murs de soutènements sont les ouvrages réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leur poids propre ou leur rigidité, il existe deux types d'ouvrages

➤ Les ouvrages rigides

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

➤ Les ouvrages souples

Ils sont des structures obtenues à partir des gabions, des murs cellulaires, ou de sols renforcés par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées plus couramment que les murs rigides.

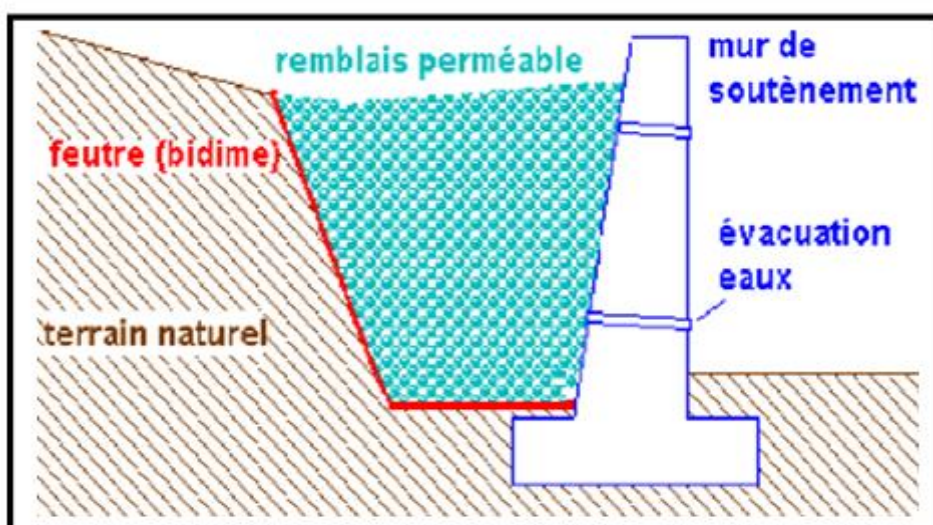


Figure I.22. Mur de soutènement [9]

b) Les rideaux de palplanches [10]

Les rideaux de palplanches sont des parois composées d'éléments fins préfabriqués, enfoncés mécaniquement et verticalement (ou inclinés faiblement) selon de nombreuses techniques.

Ils servent de retenue d'eau ou de terre, et permettent la réalisation du mur en déblais (c'est-à-dire qu'on fonce les palplanches dans le sol avant de creuser sur l'un des côtés du rideau) ou en remblais.

L'écran ainsi formé peut être étanche ou non.

Les rideaux de palplanches sont réalisés par emboîtement de

- Profilés métalliques laminés ;
- Planches de bois (très rares) ;
- Éléments fins en béton ; ou profilés en PVC (très rares).

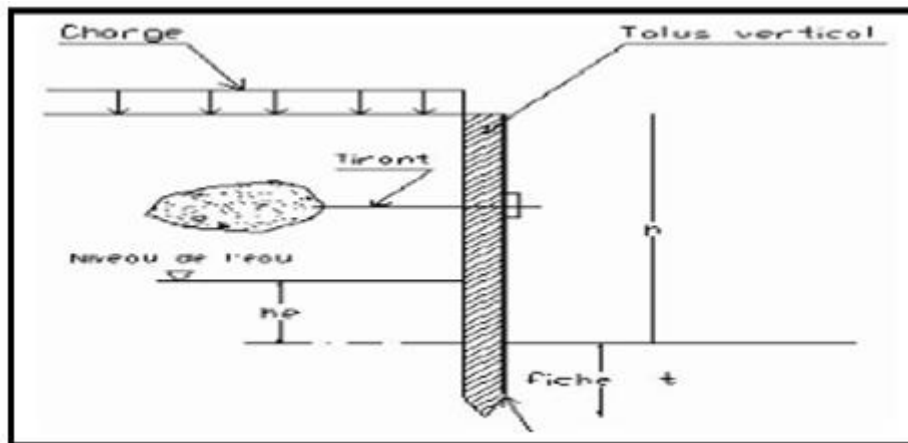


Figure I.23. Paroi de palplanche.[8]

c) La terre armée

La terre armée fut mise au point par H.VIDAL en 1963. Cette technique de renforcement de remblais consiste d'associer trois éléments principaux à savoir

Un sol : Plus ou moins frottant consistant la majeure partie du remblai

Des inclusions : horizontales et linéaires appelées « armatures » qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.

Un parement : Anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments de béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée.

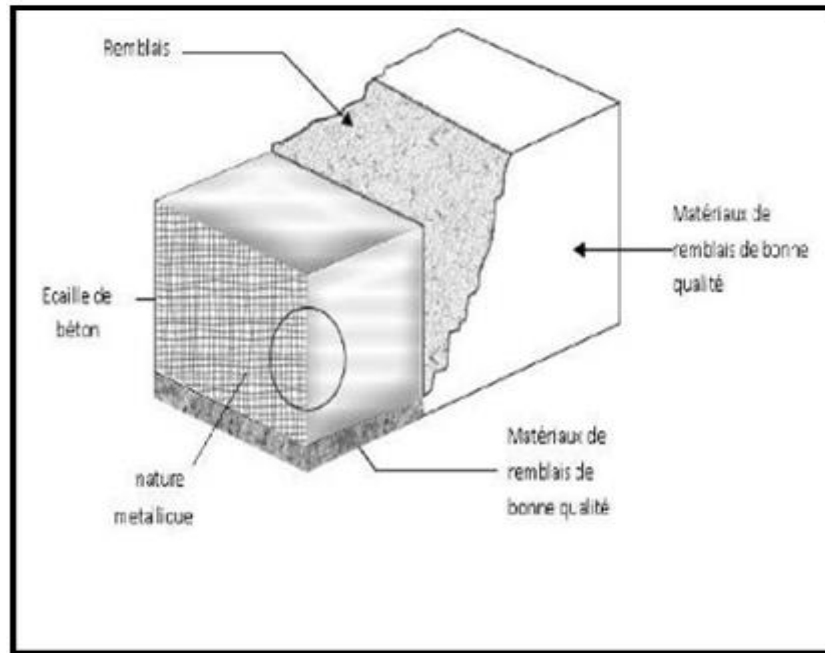


Figure I.24. principe de la technique terre armée.[8]

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

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

D) Renforcement par inclusion

Cette technique est couramment utilisée, car elle est facile et très rapide à mettre en œuvre sans affecter la géométrie du site, on distingue deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées

Les Clous et micro pieux : constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplis de béton) qui sont des éléments de grandes rigidités, mis en place verticalement.

➤ Clous et micro pieux

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

la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement; L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le

clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette méthode des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction des efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage nécessite une justification de sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et/ou cisaillement
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiches des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion.

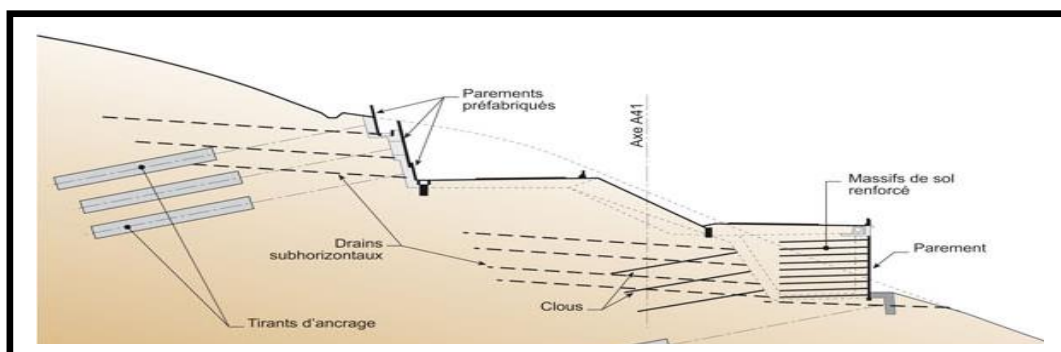
L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol / clou) est majoré par l'effort limite $P.q_s$, ou P est le périmètre du clou et q_s , le frottement latéral unitaire, qui peut être évalué à partir des essais d'arrachement ou des essais préssiométriques; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous .deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère diminués par l'application du coefficient de sécurité) ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement du sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse tolérer.



FigureI.25. Illustration montrant le clouage par micro pieux mixtes



FigureI.26.Clouage d'un glissement

➤ **Pieux et barrettes**

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que pour les clous et les micropieux. Mais, en tenant compte de leur inertie importante.

Les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement, quant aux clous de faible inertie, ils travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose de deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol /pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance des fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite PI mesurée à l'aide du préssiomètre Ménard en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $\frac{PI}{2}$.

Comme dans le cas de clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

➤ **Paroi en pieux [11]**

La méthode de paroi en pieux consiste à construire une série de pieux en béton sécant ou tangent, afin de former un mur de soutènement continu et étanche. En général le diamètre d'un pieu varie entre 0.5 et 1.50 m.

Le procédé de réalisation des pieux sécant est comme suit

- Un tube métallique et une tarière à spirale continue sont vissés dans le sol sans vibrations.
- La terre est remontée vers la surface à l'aide d'une tarière hélicoïdale qui se trouve à l'intérieur du tube.
- Lorsqu'on atteint la profondeur souhaitée, le béton est pompé sous pression à travers l'axe de la tarière jusqu'à son extrémité.
- Le tube et la tarière sont vissés lentement vers le haut, tandis que le bétonnage se fait en continu à la pression.
- Une fois le pieu bétonné, l'armature est mise en place dans le béton frais.

Dans une paroi en pieux sécants, les pieux non armés réalisés en premier (pieux primaires) alternent avec les pieux armés réalisés dans une seconde phase (pieux secondaires).

- Lorsqu'on fore les pieux secondaires, une partie des pieux primaires forés précédemment est enlevée pour obtenir un bon raccord.
- Les forces exercées sur la paroi par la poussée des terres et la pression hydrostatique sont transmises par les pieux primaires aux pieux secondaires. Les pieux non armés servent donc seulement à combler les espaces
- Le fond de fouilles est excavé jusqu'au niveau éventuel des butons ou des ancrages ou jusqu'au niveau définitif.

Le procédé donne l'avantage de pouvoir s'adapter aux conditions du sol les plus défavorables mais avec une sécurité accrue par rapport aux murs emboués, la sécurité totale au risque d'effondrement en cas de perte de bentonite par des canalisations non repérée, assure une bonne étanchéité pour la paroi des pieux sécants adapté à tous types de géométries. Mais l'inconvénient de ce procédé est que la profondeur des pieux est limitée par la résistance à l'enfoncement et au retrait du tube de guidage, et les difficultés d'assurer l'étanchéité en cas de non-séquence des deux pieux.

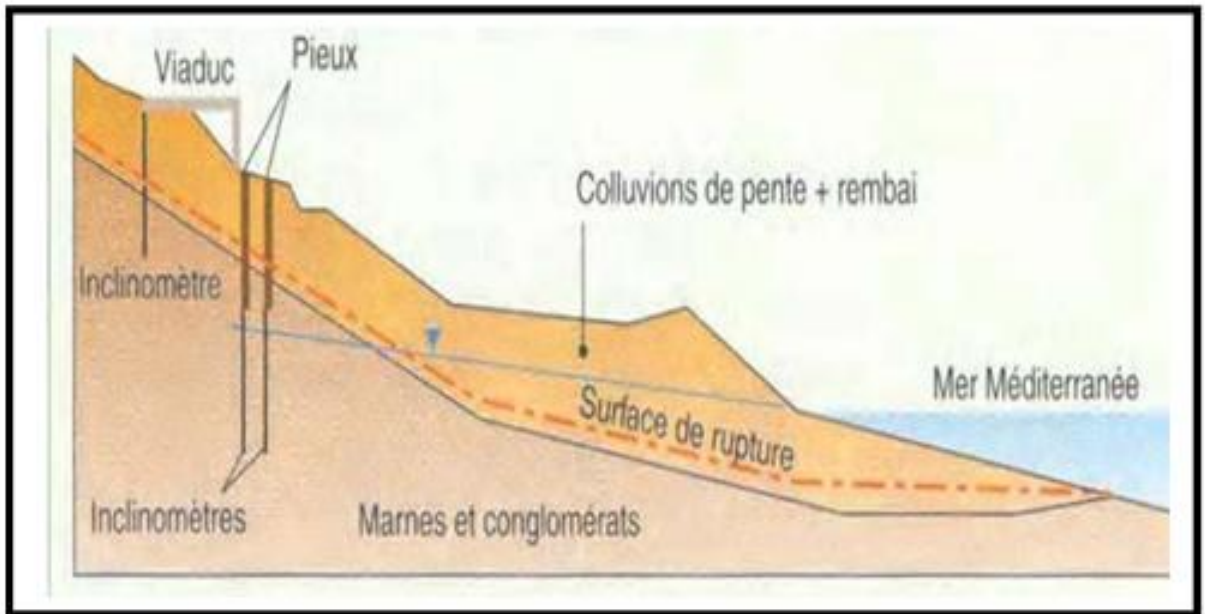


Figure I.27. Confortement par pieux (Grèce)

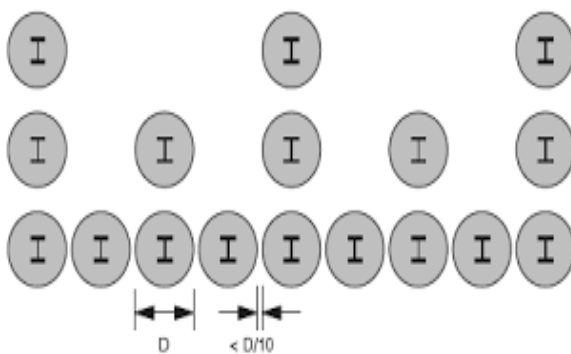


Figure I.28. processus d'exécution d'une paroi de pieux tangent

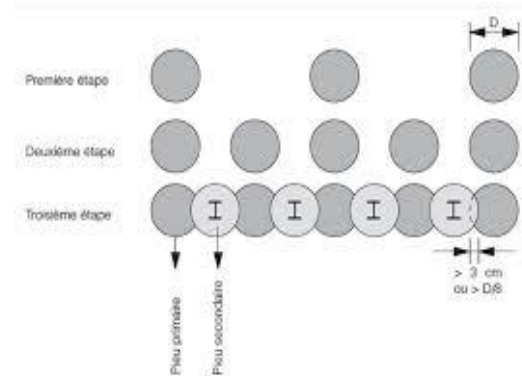


Figure I.29. processus d'exécution d'une paroi de pieux sécants

I.7.3. 2. Le clouage

Les armatures généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique sert à transférer les efforts de déstabilisations (poids de masse qui glisse) vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Il résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



Figure I.30. Un versant stabilisé par clouage[12]

I.7.3. 3. Les géotextiles

Centre de stockages des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et renforcement des fondations...etc.

Les principales fonctions des géotextiles sont

- La séparation : éviter l'interpénétration des sols nature et de granulométrie différente(en vue de maintenir leurs performances initiales)
- La filtration : assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules du sol.
- Le drainage : assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.
- Le renforcement : améliorer la résistance du massif du sol dans lequel il est inclus.
- La protection : protéger une structure fragile (géo membrane) contre des éléments poinçonnants.
- La lutte contre l'érosion : limiter les mouvements des particules du sol en surface causées par l'eau ou le vent.



Figure I.31. l'utilisation du géotextile en jouant double rôle (drainage et renforcement du talus) [4]

I.7.3.4. Les tirants d'ancrage [11]

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

L'utilisation de tirants précontraints suppose

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

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles. L'espacement entre les tirants d'une même nappe est en fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant. On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée auquel. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain. Cette technique n'est pas recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé, le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante

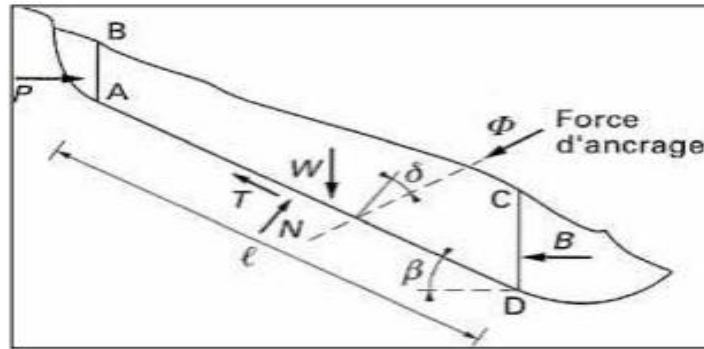


Figure I.32. Stabilisation par ancrage précontraint dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par

$$F = \frac{c'l + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{nérateur } a}{\text{dénominateur } b}$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol. Si l'on applique un effort d'ancrage, le coefficient de sécurité devient

$$F + \Delta F = \frac{a + \phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \phi \sin \delta}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort Φ minimal est obtenu pour

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'}$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

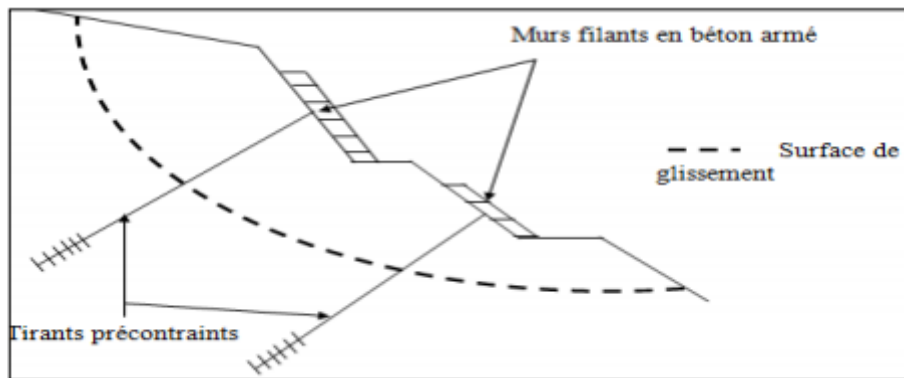


Figure I.33.tirants d’ancrage pour stabiliser un glissement de terrain

I.8.méthodes de calculs des glissements de terrain

On peut subdiviser les méthodes d’analyse de la stabilité d’un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories :

- Méthodes d’équilibre limite,
- Méthodes d’éléments finis,
- Méthode des caractéristique de contraintes (ou des lignes de glissement),

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaitre certains éléments dont

- La géologie et la géotechnique.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (profondeur de la nappe d’eau et types d’écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d’habitations).

➤ **Méthode d’équilibre limite**

I.8.1. Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs de la rupture. Il permet d’apprécier la marge de sécurité vis à vis à la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Parmi ces définitions

Définition de Bishop

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}}$$

Avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

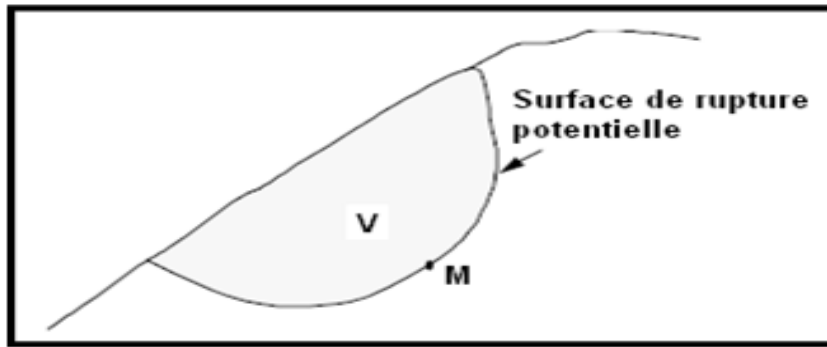


Figure I.34. Surface de rupture.[7]

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testé est plane.

Définition de Fröhlich

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire. Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture (F=1).

I.8.2.la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal **FS** adopté est rarement inférieur à 1,5. On se base généralement sur la nature et l'importance des ouvrages.

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

Tableau I.3.les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage[13]

Fs	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
>1,5	Satisfaisante pour les barrages

I.8.3.Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols

I.8.3.1.Notion de rupture

On considère le massif de la (figure I.35) ci-dessous et on propose d'étudier sa stabilité le long d'une surface quelconque, de rupture potentielle. Les efforts extérieurs qui s'exercent en un point M quelconque de cette surface sont ceux qui agissent sur une facette parallèle à la surface potentielle de rupture et centrée sur le point M.

Ces efforts extérieurs sont le poids propre de la colonne du sol située au-dessus de la facette, plus la portion des surcharges appliquées à la surface du massif et peuvent être décomposés en une contrainte normale σ et une contrainte tangentielle τ . La contrainte normale a tendance à « plaquer » le prisme du sol qui cherche à se détacher du massif, tandis que la contrainte tangentielle pousse ce prisme à glisser le long de la surface potentielle de rupture. [14]

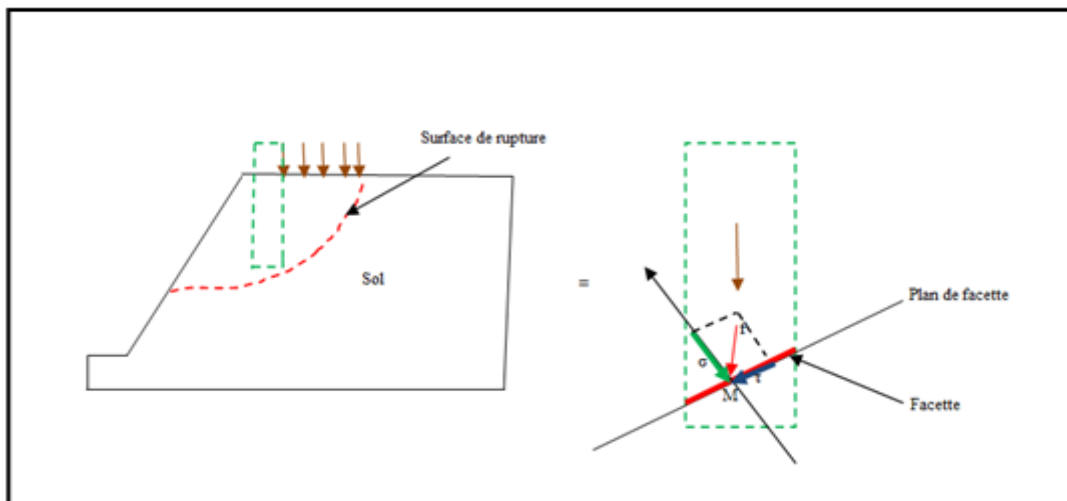


Figure I.35. Schéma simplifié des contraintes normales et tangentielles dans un massif.

L'augmentation de la contrainte de cisaillement due aux efforts extérieurs peut être obtenue par un apport progressif des surcharges appliquées à la surface du massif. Celui-ci résiste jusqu'à une certaine limite, au-delà de laquelle le prisme situé au-dessus de la ligne de rupture se détache et glisse le long de cette ligne.

I.8.3.2.Critère de rupture

Le critère de rupture utilisé dans la plupart des méthodes est le critère de Coulomb.

$$\tau = C + \sigma \cdot \text{tg}\varphi \tag{1.1}$$

Dans lequel τ et σ désignent les contraintes tangentielles et normales sur une surface donnée ;

C et φ sont respectivement la cohésion et le frottement du sol au point considéré.

I.8.3.3. La résistance au cisaillement d'un sol

La résistance d'un sol au cisaillement dépend de ses caractéristiques internes C et φ . Dans cette équation de la droite de Coulomb, on voit bien l'effet favorable de la contrainte normale σ dans

l'amélioration de la résistance du sol au cisaillement et par conséquent, à sa résistance au glissement et donc à sa stabilité.

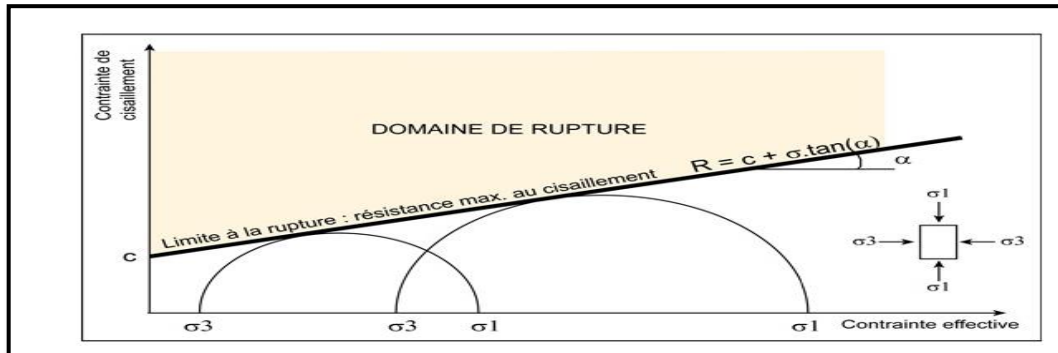


Figure I.36. Représentation de la droite de Mohr-Coulomb

I.8.4. Classes de méthodes de calcul de stabilité

I.8.4.1 Rupture plane [15]

Pendant longtemps on a préféré croire que les surfaces de glissements étaient planes. Or, la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbes infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente comme les plans A-A' et B-B'.

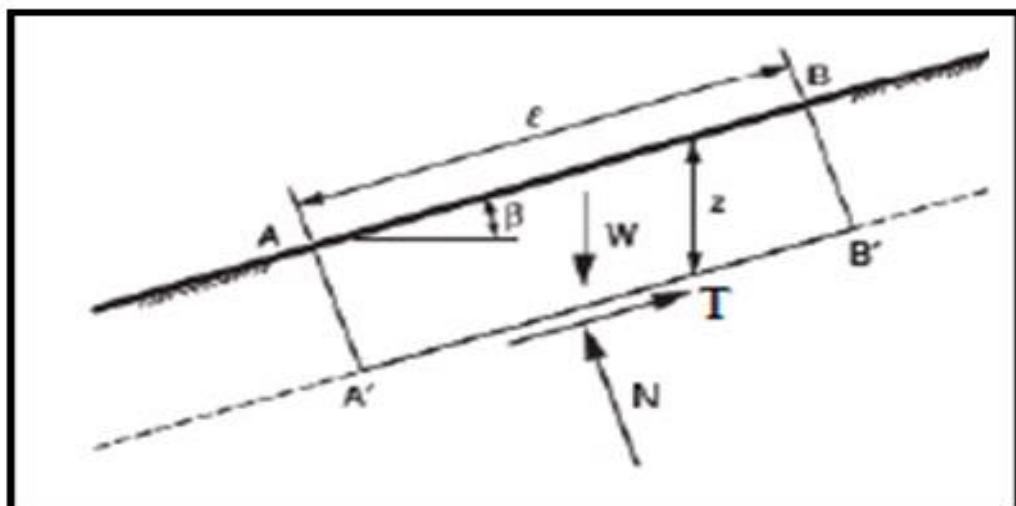


Figure I.37. les forces appliquées sur une tranche.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la figure. Pour pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude,

en sens opposé, et colinéaire. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc s'équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations.

Les force des directions perpendiculaires et parallèles au plan du glissement donnent les expressions suivantes pour la force de cisaillement T et la force normale N sur le plan.

$$T = w \sin \beta \quad (1.2)$$

$$N = w \cos \beta \quad (1.3)$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc.

$$W = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos \beta$$

l la distance entre les deux extrémités du bloc.

z la profondeur verticale du plan de cisaillement

$$T = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta$$

$$N = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos^2 \beta$$

Les contraintes normales et tangentielles de cisaillements sont données par les formules suivantes

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta$$

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta$$

La formule du coefficient de sécurité

$$F = \frac{c + \gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (1.4)$$

En termes de contraintes effectives

$$F = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta \cdot u) \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad (1.5)$$

I.8.4.2. Rupture rotationnelle

Dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène, la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en 2 dimensions). La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel.

Nous examinerons dans ce qui suit deux types de méthodes une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope, et les méthodes de tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe.

La méthode universellement utilisée pour le calcul de stabilité des pentes est celle de l'équilibre limite, on considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente, et on étudie la stabilité de cet élément.

I.8.4.2.1. Méthode globale [16]

Les méthodes globales permettent une résolution graphique peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de volumes le long d'une courbe quelconque étant très simple par discrétisation. On étudiera d'abord la stabilité d'un massif homogène de caractéristiques mécaniques c et ϕ . Il est bien certain que les cas pratiques d'application de cette théorie sont assez limités.

Mais cette étude, relativement simple, fournira de premières indications intéressantes qu'on essaiera ensuite d'adapter au cas le plus courant d'un massif hétérogène. En tout état de cause, il s'agit là, au moins, d'une première approximation. Bien entendu, on se place délibérément dans l'hypothèse d'un équilibre à deux dimensions.

La figure I.38 représente le talus ACB , dont on étudie la stabilité. Comme c'est souligné plus haut, ce massif est homogène, mais il peut renfermer une nappe phréatique ou même être le siège d'un écoulement. On suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre O et de rayon r et on propose d'évaluer le coefficient de sécurité correspondant, c'est-à-dire la fraction de la cohésion et du frottement interne réel du terrain qu'il convient de mobiliser, pour assurer strictement l'équilibre de la zone $ACBMA$ du massif.

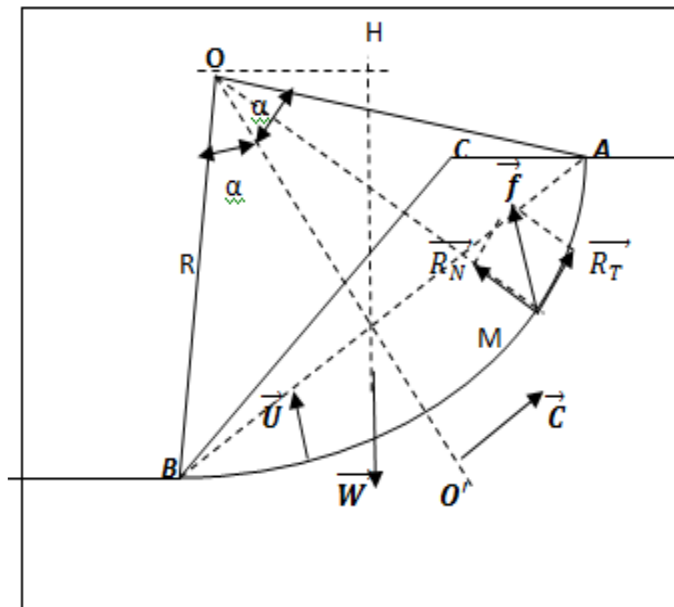


Figure I.38. Equilibre globale du massif.

Les forces qui agissent sur la zone *ACBMA* sont :

W poids des terres et de l'eau situées dans la zone ;

- U la résultante des efforts transmis par l'eau de la nappe sur le contour *CBMA*
- Les contraintes effectives le long de la ligne de glissement *AMB*.
- La contrainte critique en M est la somme de
 - c^* Contrainte de cohésion ;
 - f^* contrainte de frottement

L'équation d'équilibre de la zone *ACBMA* donne

$$W^* + U^* + C^* + f^* = 0^*$$

La somme des moments par rapport à O donne

$$W \cdot OH - U \cdot O - R^T \cdot R - C \cdot OO' = 0$$

$$W \cdot OH - R^T \cdot R - C \cdot OO' = 0$$

(1.6)

Calcul de R^T

$$\tan \varphi = \frac{R^T}{R^N}$$

$$R^T = \tan \varphi \cdot R^N$$

$$R^T \cdot R = R \cdot \tan \varphi \cdot R^N$$

$$\frac{R^T \cdot R}{F_s} = \frac{R \cdot \tan \varphi \cdot R^N}{F_s}$$

(1.7)

Calcul de C , (O , O')

$$C = 2 \cdot R \cdot \sin \varphi \cdot c$$

$$OO' = \frac{R \cdot \alpha}{\sin \alpha}$$

$$C \cdot OO' = \frac{2 \cdot R \cdot \sin \alpha \cdot C \cdot R \cdot \alpha}{\sin \alpha}$$

$$C \cdot OO' = 2 \cdot R^2 \cdot C \cdot \alpha$$

$$\frac{C \cdot OO'}{F_s} = \frac{2 \cdot R^2 \cdot C \cdot \alpha}{F_s}$$

(1.8)

L'équilibre des moments par rapport à O s'écrit alors

$$W \cdot OH = \frac{R \cdot \tan\phi \cdot R^N}{F_s} + \frac{2 \cdot R^2 \cdot C \cdot \alpha}{F_s} \quad (1.9)$$

D'où

$$F_s = \frac{R \cdot \tan\phi \cdot R^N + 2 \cdot R^2 \cdot C \cdot \alpha}{W \cdot OH} \quad (1.10)$$

Les forces W et U sont connues, la force C est aussi au coefficient de sécurité près. On peut construire le polygone des forces d'où on déterminera R^N graphiquement à partir de ce dernier.

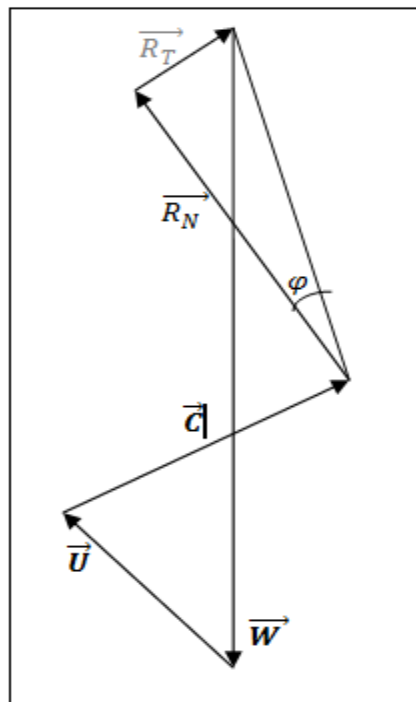


Figure I.39. Polygone des forces.

I.8.4.2.2. Méthode des tranches

Il semble plus difficile d'étudier la stabilité en rupture circulaire. En effet, la géométrie de la surface de rupture est plus complexe et aucune approche directe ne semble efficace. Nous allons donc avoir recours à la méthode des tranches, qui permet d'accéder relativement aisément au coefficient de sécurité F , exprimé en moment

$$F = \frac{M_{résistants}}{M_{moteurs}}$$

Pour faciliter la lisibilité des calculs, l'action de l'eau n'est pas considérée. La méthode des tranches propose de diviser le massif en tranches partant de F à E (Figure I.40). La pratique montre

qu'un maillage trop serré n'est pas nécessaire, moins d'une dizaine de tranches sont souvent suffisantes. Chaque tranche est isolée l'une après l'autre, son équilibre est étudié. Chacune est soumise à son poids propre, à la réaction de la surface de rupture et aux efforts internes du massif l'entourant.

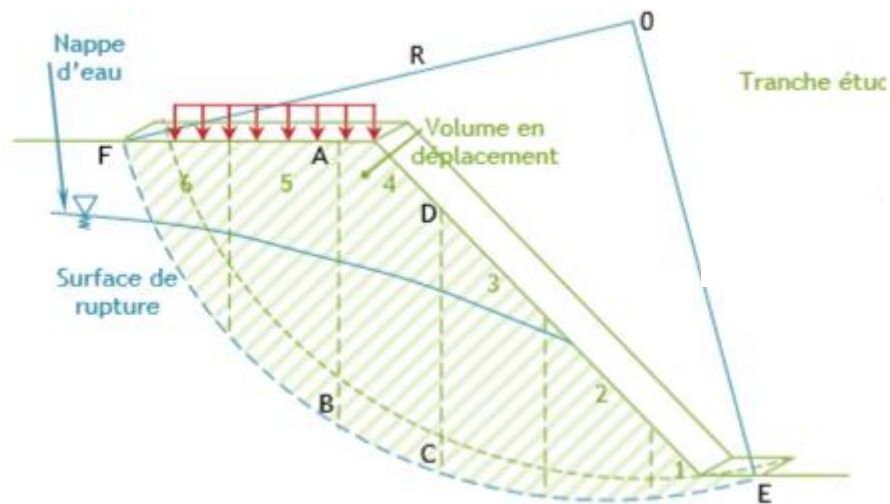


Figure I.40. schématisation de la division en tranche d'un talus.

L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant le bilan des forces

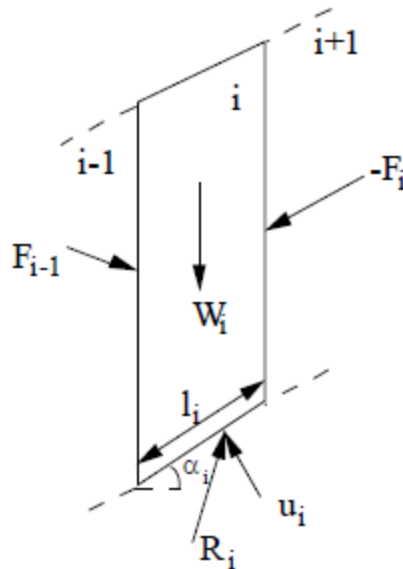


Figure I.41. les efforts agissant sur chaque tranche

W_i le poids de la tranche

R_i la réaction sur la base de la tranche (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;

U_i la pression de l'eau;

F_{i-1} et F_i l'action des forces inter tranches entre la tranche i étudiée et les tranches $i-1$ et $i+1$

Examinons le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc $n-1$ inter tranches)

Les inconnues sont

F_i Intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3(n-1)$ inconnues ;

R_i Intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3n$ inconnues ;

- le coefficient de sécurité $F \Rightarrow 1$ inconnue.

Il y a donc $6n-2$ inconnues.

Les équations sont pour chaque tranche

- les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow 3n$ équations ;

Le critère de rupture relation de Mohr-Coulomb $N_i = \frac{T_i \tan \varphi}{F} + \frac{C l_i}{F} \Rightarrow n$ équations

Il y a donc $4n$ équations. Il y a $2n-2$ inconnues de plus.

Les méthodes de tranches diffèrent par les hypothèses simplificatrices qu'elles adoptent pour obtenir les équations supplémentaires. Il n'est pas si simple de rajouter exactement $2n-2$ équations dès lors que l'on a n tranches certaines méthodes rajoutent plus de $2n-2$ équations ou/et des hypothèses complémentaires incompatibles avec les équations de la statique.

Les méthodes des tranches les plus connues sont :

a. Sur les efforts inter tranches

- Méthode de Fellenius(1927)

- Méthode de Bishop (1955)

b. Sur la ligne de poussée

- Méthode de Jumbu

c. Sur l'orientation des efforts inter tranches

- Méthode de Spencer

I.8.4.2.2.1.Méthode des tranches de Fellenius (1927)

Hypothèses

La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;

Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales).

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.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranches sont négligées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité est

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot l_i + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (1.11)$$

Cas de l'existence d'une nappe

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (1.12)$$

Avec

$$u_i = Z_w \cdot \gamma_w$$

u_i Pression interstitielle

Z_w hauteur de l'eau

γ_w poids volumiques d'eau

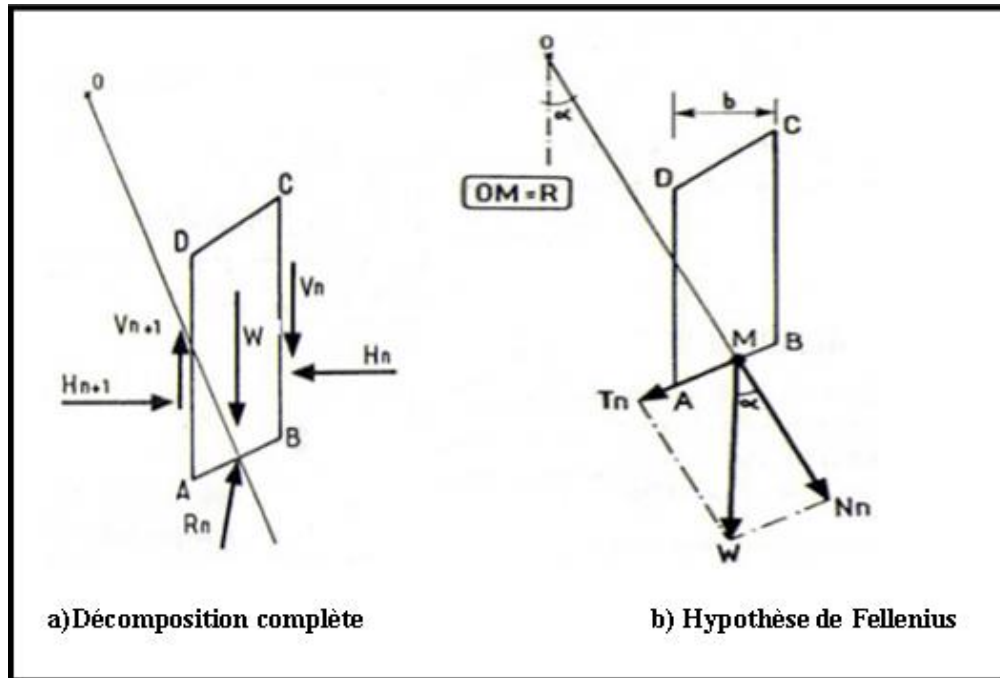


Figure I.42. Forces agissant sur la tranche n.

I.8.4.2.2.2. Méthode des tranches de Bishop simplifiée [17]

D'après Bishop(1954)

- les tranches étudiées, $V_n - V_{n+1} = 0$
- tous les efforts inter tranches sont uniquement horizontaux.

Le coefficient de sécurité s'exprime par cette méthode comme suit

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^m W \sin \alpha} \sum_{n=1}^m \frac{[w - u_n \cdot b] \tan \phi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi_i}{F_s}}$$

D'autres méthode ont des hypothèses différentes il s'agit, entre autres, des méthodes de

- Janbu (ligne d'action des forces inter tranches située au 1/3 de la hauteur des tranches);
- Spencer (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches constant) ;
- Morgenstern et Price (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches = $\lambda \cdot f(x)$);
- Sarma (introduction d'un paramètre supplémentaire accélération verticale) ;
- Perturbations (méthode proposée par Raulin du LCPC).

Tableau I.4. Les hypothèses et les inconnus dans les méthodes d'analyse.[18]

La méthode	Les hypothèses	Les inconnus recherchés
Fellenius	<ul style="list-style-type: none"> •La surface de rupture est circulaire •Les forces sur les cotés des tranches sont négligées 	<ul style="list-style-type: none"> •Le coefficient de sécurité.

Bishop	<ul style="list-style-type: none"> • La surface de rupture est circulaire • Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches). 	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, ils ont toutes la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). • Résultante des forces inter-tranches (Z).
Morgenstern et Price	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter-tranches de cisaillement sont liées aux forces normales par $T = \lambda f(x) E$ • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche. 	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base • Le coefficient (λ). • Les forces inter-tranches horizontales.
Janbu	<ul style="list-style-type: none"> • Suppose que les forces inter-tranches sont horizontales • Introduit un facteur de correction (F_0) • la surface de rupture est quelconque (non circulaire); 	<ul style="list-style-type: none"> • Le coefficient de sécurité • Le coefficient de correction.
Sarma	<ul style="list-style-type: none"> • Les forces inter-tranches de cisaillement sont liées aux forces normales • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche 	<ul style="list-style-type: none"> • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter-tranches horizontales. • L'emplacement des forces latérales (ligne de poussée). • Le coefficient de sécurité.

➤ Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels que Plaxis, Oasys, Cesar et Crisp.

I.8.4.3. Méthode des caractéristiques de contraintes

Dans ce type de méthode, l'état limite est atteint en tout point du bloc glissant, le sol ailleurs étant en équilibre surabondant. On y traite en général des surfaces planes, et le problème consiste à calculer la surcharge ou la géométrie du talus causant un équilibre limite généralisé dans la surface fixée a priori.

Ce concept ignore d'ailleurs la notion de facteur de sécurité et nécessite le recours à l'ordinateur pour la résolution des équations de l'équilibre limite. Bien que cette méthode, due à Sokolovski (1960) n'est pas bien développée, l'avenir est plutôt prometteur pour elle.

I.9. Les méthodes d'excavations les plus répandues [11]**I.9.1. Méthodes de tranchée complètement ouverte**

Elle se divise en deux types principaux, à savoir la coupe en pleine pente inclinée et la découpe en porte-à-faux complète. La méthode de pente inclinée consiste à excaver sans avoir besoin de mur de soutènement, les côtés de l'excavation sont inclinés par rapport au mur de fondation comme le montre la figure I.43

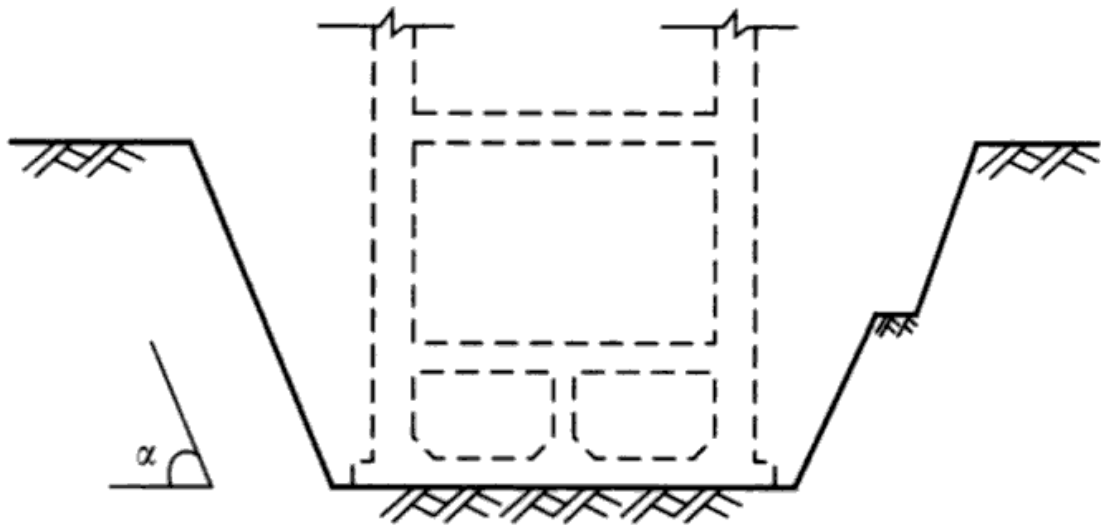


Figure I.43. La méthode de pente inclinée

Cependant, la méthode de tranchée en porte-à-faux ne nécessite pas un support ou un mur de soutènement pour maintenir le sol de mur de fondation et éviter son effondrement comme le montre la figure I.44. Cette méthode en porte-à-faux, bien que ne nécessite pas la construction de murs de soutènement, ne nécessite pas de creuser la pente ni de remblayer.

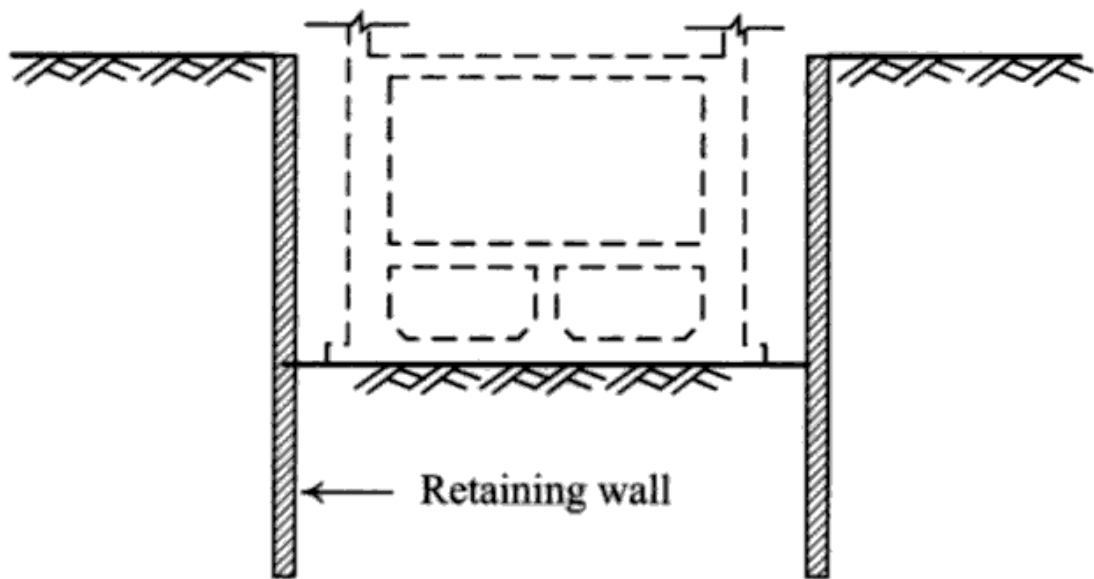


Figure I.44. La méthode des tranches en porte-à-faux (Chang-Yu 2006)

I.9.2 Méthode d'excavation entretoisée

La méthode d'excavation entretoisée consiste à installer les contre fiches horizontales devant les murs de soutènement pour résister à la pression de la terre derrière ces murs. La figure I.48 montre la disposition typique des contrefiches horizontales. La figure I.49 est la photo d'une excavation entretoisée.

Le système de la méthode d'excavation entretoisée inclut les contrefiches, et les poteaux centraux. La fonction des « Gales » est de transférer la pression de la terre derrière les murs de soutènement au-dessus des contrefiches horizontales.

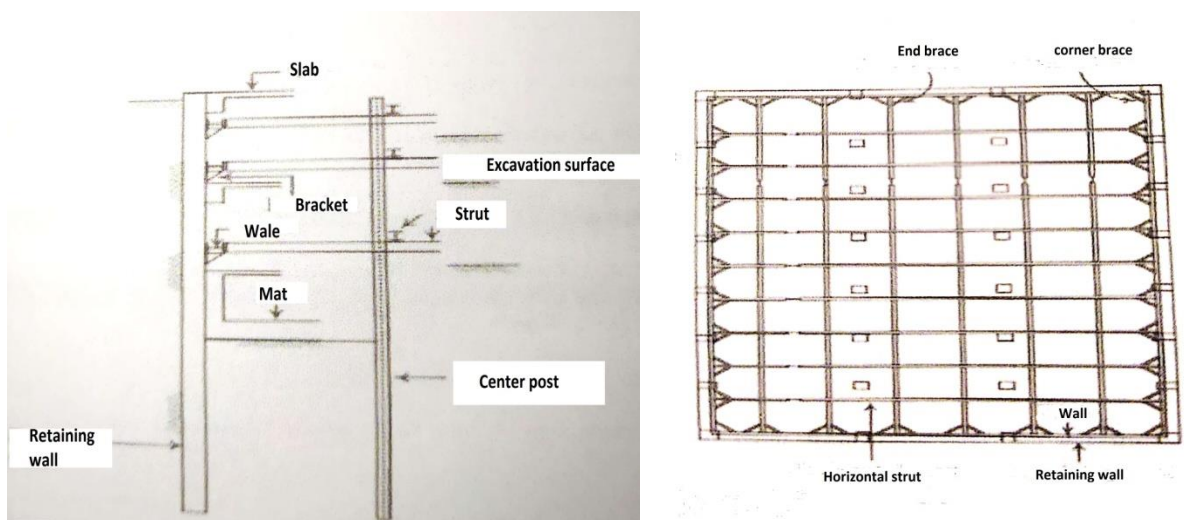


Figure I.45. La disposition des contrefiches horizontales (a) vue en profil , (b) vue en plan (Chang-Yu,2006)

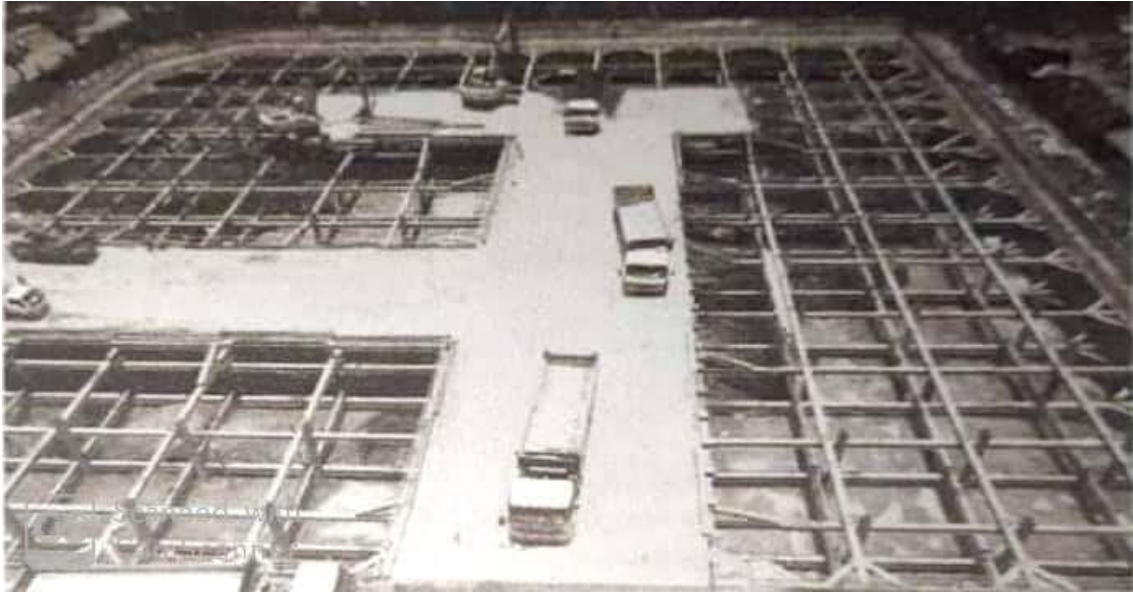


Figure I.46. Photo représentant la méthode d'excavation entrtoisée(Chang-Yu,2006)

I.9.3.Méthode d'excavation ancrée

Les ancrages sont utilisés dans tous les domaines de la construction et en particulier en excavation profonde. Les ancrages sont mis en place pour contrarier la pression latérale des terres et assurer la stabilité du mur.



Figure I.47.Méthode d'excavation ancrée

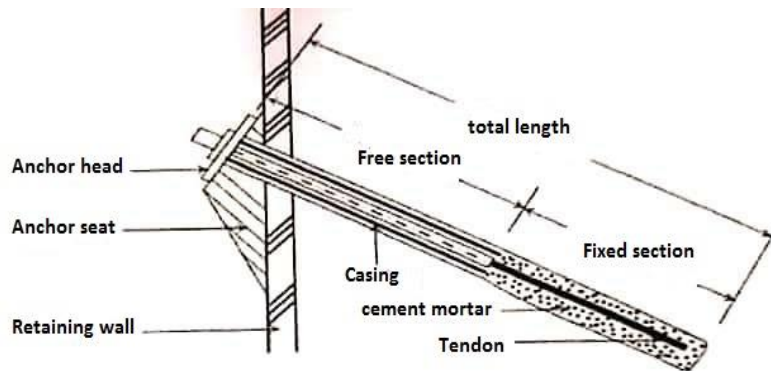


Figure I.48. Configuration d'un tirant d'ancrage

La force d'ancrage dépend fortement de la résistance du sol. Plus la force du sol est élevée, plus les forces d'ancrage sont importantes.

I.9.4. Méthode d'excavation « Island »

Le principe de la méthode d'excavation Island, est de commencer par excaver la partie centrale du site et maintenir le sol près des murs de soutènement afin de former des pentes ; construire la structure principale dans la partie centrale ; excaver le talus et mettre en place les buttons entre le mur de soutènement et la structure principale ; démonter les buttons et construire les autres parties de la structure. Si l'excavation n'est pas très profonde, il est possible d'utiliser des cisailles afin de terminer l'excavation en une seule phase comme le montre la figure I.52. Si l'excavation est profonde, l'enlèvement des pentes nécessite l'introduction des buttons ou bien des tirants d'ancrages comme le montre la (Fig I .48). La figure I .50 présente une photo de la méthode Island ».

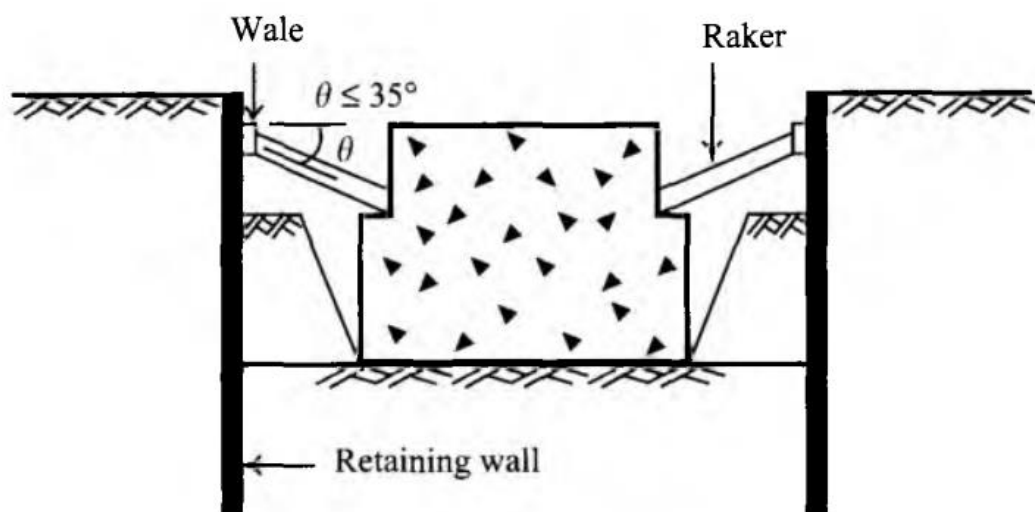


Figure I .49. Méthode d'excavation d'île avec un niveau de contrefiches (Chang-Yu,2006)

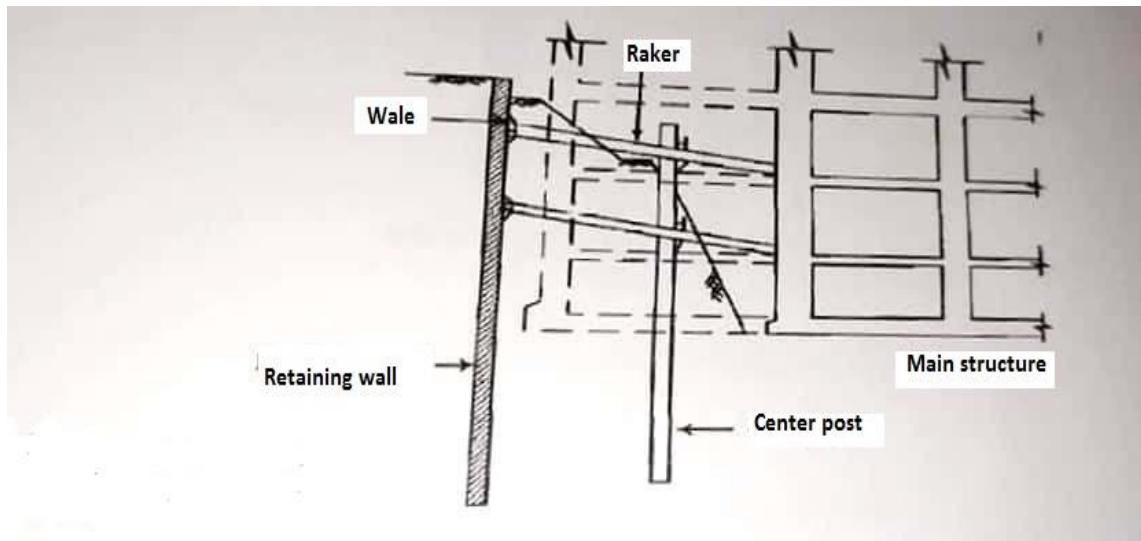


Figure I .50.Méthode d'excavation « Island » avec les niveaux multiples de contrefiches (Chang-Yu,2006)



Figure I .51. Photo représentant la méthode d'excavation « Island » (Chang-Yu,2006)

I.9.5.Méthode d'excavation top down

Dans cette méthode, la construction commence du haut vers le bas de l'excavation et la construction de la superstructure commence après la construction de la première dalle. Ainsi, les dalles sont construites après chaque étape d'excavation. Les dalles jouent le même rôle que les entretoises pour maintenir la pression de la terre. L'ordre du processus de construction comprend la construction des murs de soutènement, la construction des pieux sous la colonne de superstructure, la pose de

colonnes sur les pieux et l'installation de coffrages pour la première dalle, puis d'autres dalles après chaque excavation. Cette technique nécessite peu de temps de construction, mais le coût est plus élevé par rapport aux autres méthodes. Un autre avantage est que la zone de construction est plus sûre puisque les dalles sont plus résistantes que les jambes de force.

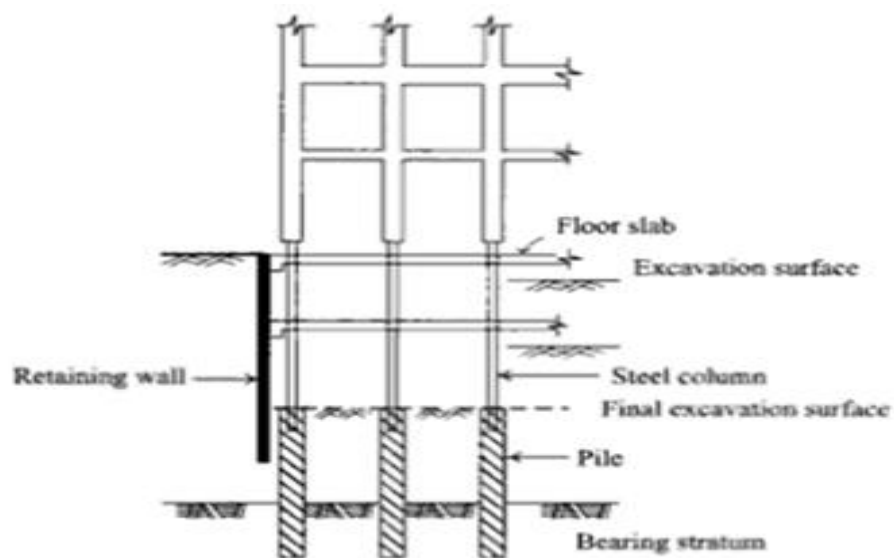


Figure I .52. Méthode d'excavation « top down » (Chang-Yu,2006)

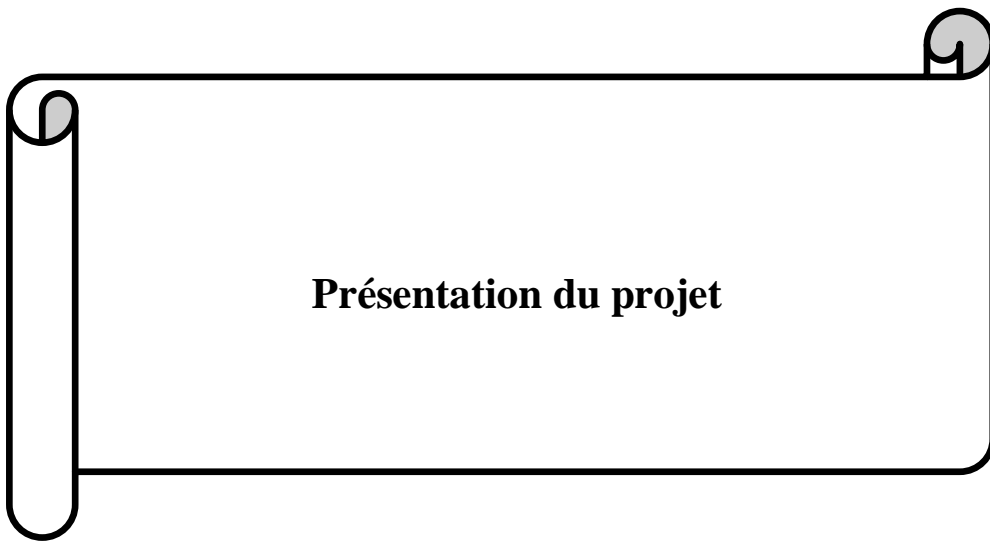
1.10. Conclusion

La majorité des terrains sont concernés par le risque de mouvement, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie.

Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains, les sols argileux sensibles aux variations de la teneur en eau, leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou des excavations.

Toutefois, la protection contre les risques causés par ce mouvement n'est pas impossible mais nécessite d'être prise en considération dans les brefs délais.

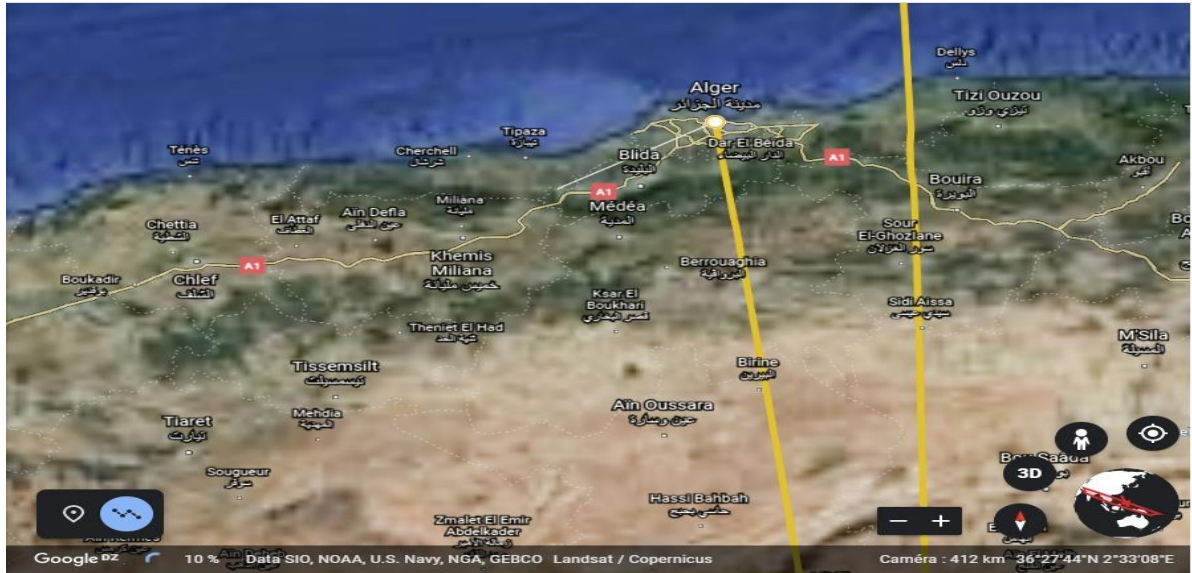
Chapitre II



Présentation du projet

II.1.Introduction

La ville d'Alger est située au nord du centre du pays, sur le littoral méditerranéen, elle se compose de deux parties: une partie ancienne : la Kasbah, qui est située au bord d'une colline escarpée (122 mètres au-dessus du niveau de la mer) derrière la ville moderne, et une partie moderne se trouvant au niveau de la côte près de la mer.



FigureII .1.Situation géographique d'Alger

II.2 Reconnaissance du site

II.2.1.Présentation de la région

La zone de glissement a affecté une partie de la route qui est située dans la commune d'El Achour à 18 km du centre-ville d'Alger, le terrain sur lequel on veut construire les logements est juste près de la route, et à la tête d'une pente.



FigureII .2.Situation géographique de la commune d'El Achour (google earth)

II.2.2. Situation géographique du site

La commune d'El Achour est située à environ 18 km au sud-ouest du centre-ville d'Alger. Elle est limitée par :

- Une chaâba au nord
- Route secondaire et des constructions privées au sud
- Terrain vide à l'ouest
- Terrain réservé au parc d'attraction de Ben Aknoun à l'est

II.2.3.L'historique du glissement de terrain

Pour but de construire des logements sur notre terrain qui est situé juste près d'une route secondaire, une excavation de 10 m a été effectuée, cette dernière a été l'élément qui a engendré le glissement de terrain qu'on est en train d'étudier et a affectée une partie de la route, comme s'est montré sur la figure ci-dessous :



Figure II .3.Photos prises sur site du glissement de terrain -El Achour-

Chapitre III



**Etude hydrogéologique, géologique et
géotechnique du projet**

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

III.1. Introduction

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles telles que les cartes géologiques, les cartes topographiques, hydrologique...etc. Mais malheureusement celles-ci restent insuffisantes car elles ne nous renseignent que sur les affleurements de surface et ne donnent aucune indication sur les caractéristiques mécaniques et physiques des sous-sols.

Pour cela, des campagnes de reconnaissance (in situ) , et des essais aux laboratoires, interviennent comme moyen indispensable, permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques.

III.2. La géologie

La région d'Alger est constituée par un socle métamorphique (le massif d'Alger) entouré par des dépôts sédimentaires limités en leur partie méridionale par le bassin de la Mitidja. Plus au sud, les reliefs de l'ALTAS de Blida limitent la Mitidja

Les principales formations qui affleurent la région d'Alger sont :

➤ **Le Primaire (les terrains métamorphiques)**

Il est constitué de formations de nature pélitique et carbonatée, qui ont subi un métamorphisme, il a été recoupé par des manifestations magmatiques.

➤ **Le Secondaire**

La région d'Alger est marquée par les grandes lacunes stratigraphiques du secondaire et de la base du tertiaire (éocène et oligocène)

➤ **Le Tertiaire**

Il recouvre, en discordance, les faciès métamorphiques. Cependant, l'Éocène et l'Oligocène sont pratiquement absents.

➤ **Le Quaternaire**

Les terrains quaternaires résultent de l'érosion de l'Atlas Tellien et de l'accumulation des produits de cette érosion dans la Mitidja et le Sahel, ce dernier est constitué dans la région d'Alger par de nombreux termes lithologiques (sable, grès dunaire, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuses)

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

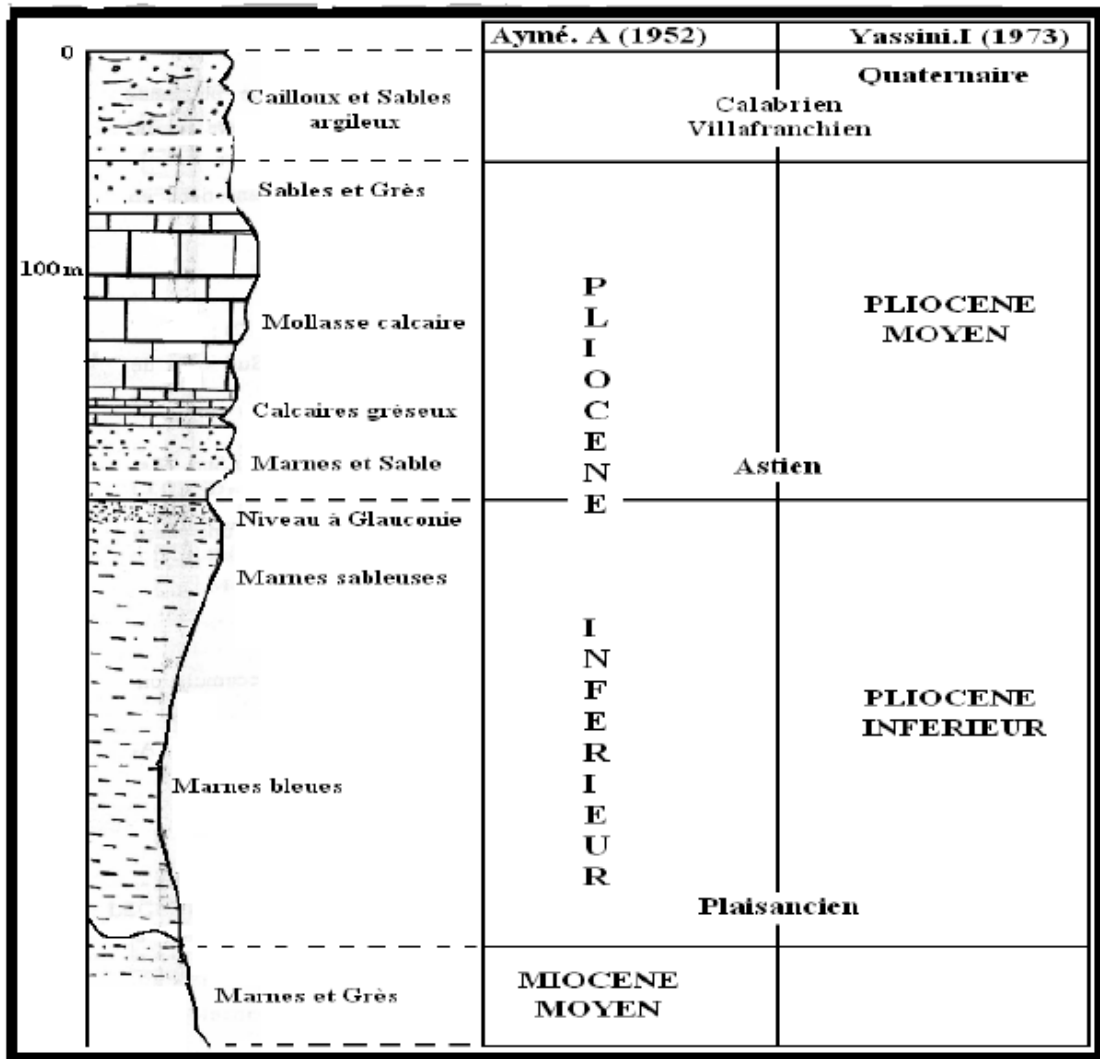


Figure III .1. Les pliocènes de la région d'Alger (d'après DJEDIAT. Y, 1996)

III.2.1. La géologie locale

La consultation préliminaire de la carte géologique de la région d'Alger permet en évidence deux formations, à savoir :

- Une formation du Pliocène supérieur, en surface, qui correspond aux marnes beiges bruns, à concrétions calcaires dont l'étage est l'Astien.
- Une formation du Pliocène, en profondeur, qui correspond aux marnes grises, raides et fissurées, dont l'étage est le Plaisancien.

La région est constituée en grande partie par des formations marneuses plaisanciennes qui sont sensibles à l'eau. Suivant leur degré d'altération, les marnes plaisanciennes ont des comportements tout à fait différents vis-à-vis de la stabilité des pentes et de leur résistance à la rupture.

Les marnes altérées présentent un aspect terreux à la cassure, une grande porosité liée à leur remaniement et perdent toute cohésion en présence d'eau. Les glissements de terrain se produisent

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

dans les niveaux plaisanciens marneux altérés, lorsque les pentes égalent ou dépassant 10%, ils sont du type fluage et sont reconnaissables à leur morphologie.

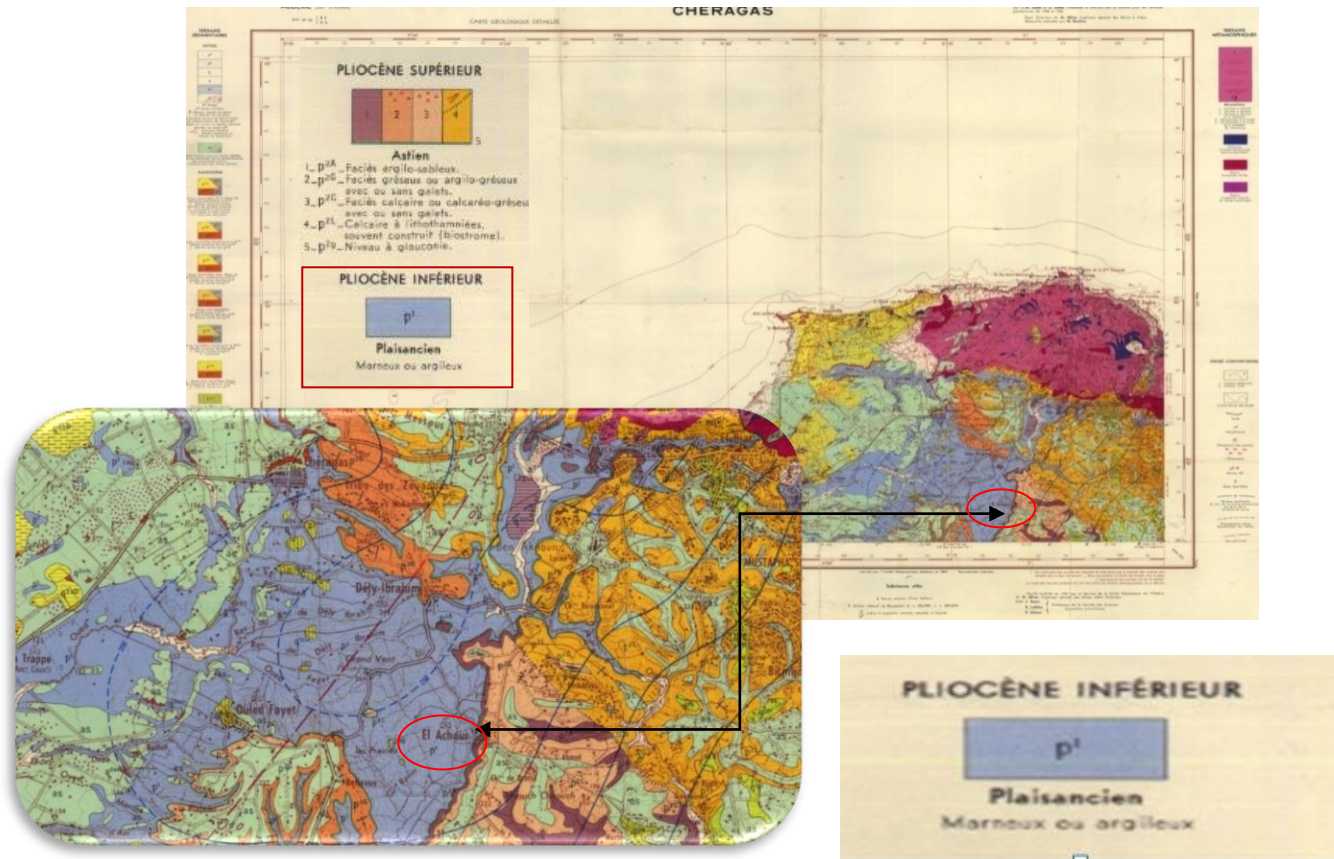


Figure III.2. carte géologique de la région d'Alger (la carte de CHERAGA, au 1/50000ème)

III.3. L'étude hydrogéologique

III .3.1. L'hydrogéologie régionale

Les principaux aquifères existant dans la région d'Alger sont :

➤ L'aquifère Astien

La formation aquifère la plus importante dans la région d'Alger est la molasse Astienne, cet aquifère, dont le mur est les marnes plaisanciennes, s'étend sous la majeure partie du bassin.

Les principales caractéristiques de cet aquifère sont :

- De grandes surfaces d'affleurements et de larges épaisseurs.
- Une forte perméabilité.
- Une recharge assez régulière assurée par la forte pluviométrie (600 à 800 mm/ ans).

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

➤ l'aquifère des alluvions quaternaires

Il est formé principalement par des alluvions récentes, qui passent latéralement aux sables rouges, constitués par le produit d'altération astiens, un certain nombre de puits traditionnels captent ces formations. (H. Askri et al. 1982).

III .3.2 .L'hydrogéologie locale

Notre secteur d'étude est situé dans le réservoir entre les deux formations d'âge Astien et pliocène inférieur qui marque une perméabilité très faible en eau sous-terraine confirmé par la carte hydrogéologique D'Alger. (Fig. III .3)

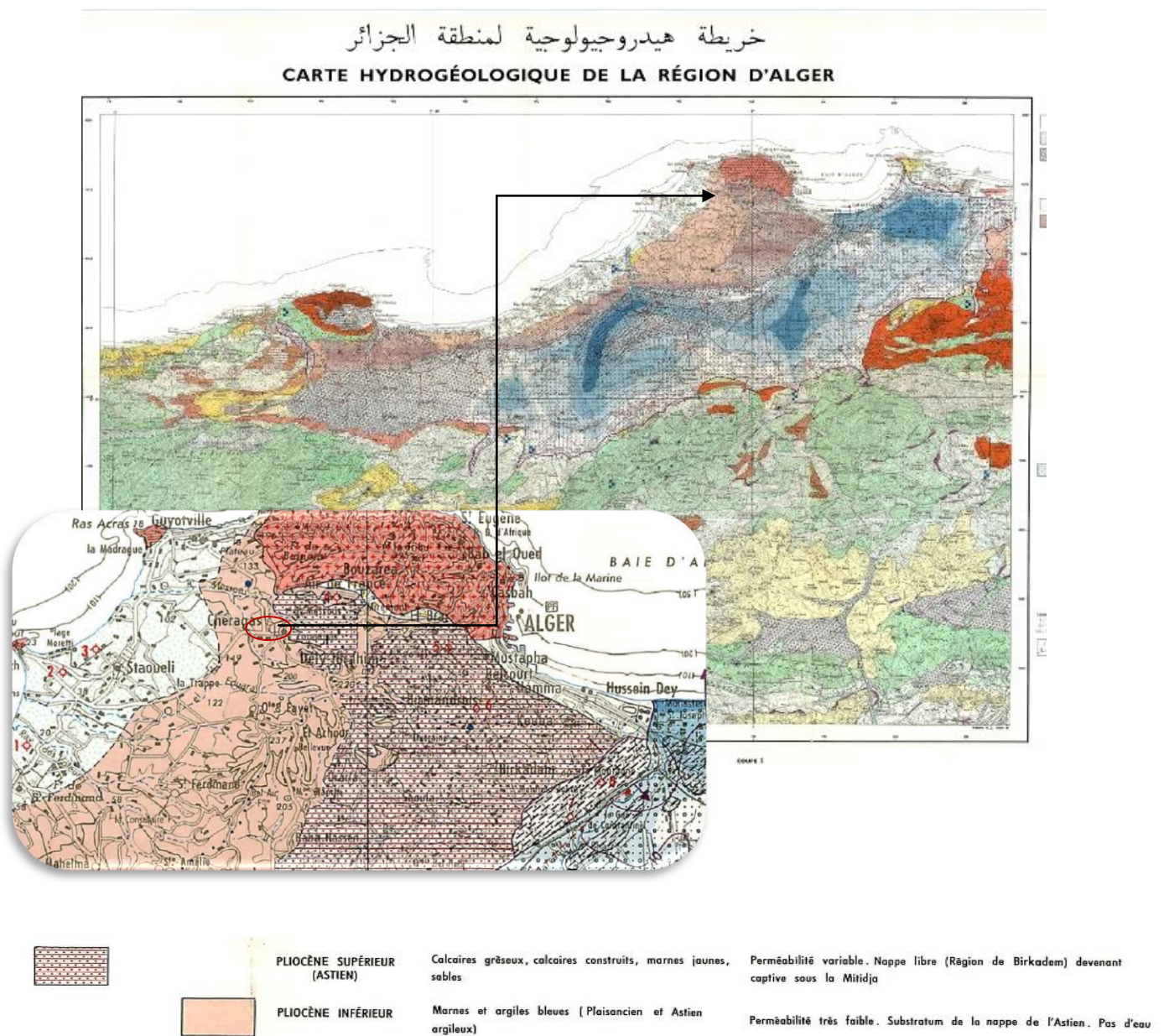


Figure.III .3.Carte hydrogéologique de la région d'Alger

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

III.4.L'étude géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs.

Le programme d'investigation in situ consiste à la réalisation de :

- Deux (02) sondages carottés de 20ml.
- Un(01) sondage carotté de 30 ml.
- Un(01) sondage pressiométrique de 30 ml.

Les résultats obtenus à travers cette campagne de reconnaissance sont les suivants :

III.4. 1.essai in situ

On exécute des essais in situ ponctuellement sur le sol ou par l'intermédiaire des forages généralement rapides pour mesurer de nombreux paramètres et données géo-mécaniques,

III.4. 1.1.lithologie (sondage carotté)

Les sondages carottés permettent de déterminer précisément la nature et les limites mécaniques des différentes couches géologiques rencontrées ainsi que d'effectuer des prélèvements d'échantillons non remaniés. (Figure III.4; Figure III.5) Cette opération est réalisée par la mise en station d'un outil de forage, la réalisation du carottage sur une profondeur prédéfinie, mise en caisse des carottes de roche, étiquetage, conservation et caractérisation. Un échantillon non remanié se prélève au sein de chaque sondage afin de réaliser des essais au laboratoire.

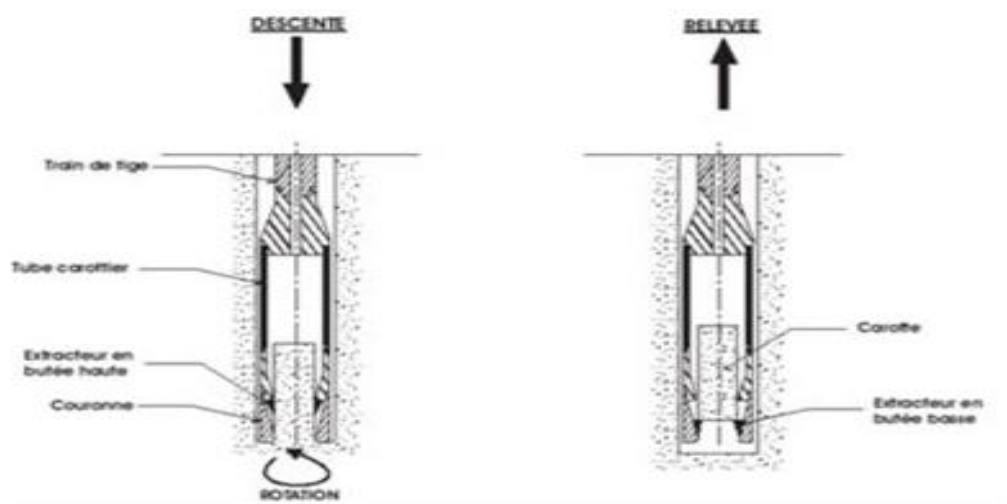


Figure III.4.Schéma d'un essai de sondage carotté

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet



Figure III.5. Prélèvement des échantillons d'un sondages carotté

Le principe des sondages carottés est de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Le découpage des terrains peut être fait par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Pour cette étude, les sondages carottés ont été implantés sur le site du glissement (voir annexe C) , où des échantillons intacts et remaniés ont été prélevés pour les essais de laboratoire. Cette opération a montré que le sous-sol du site est constitué de trois principales couches tel que représenté sur le tableau ci-dessous :

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

Tableau III.1.Lithologie des sondages carottés

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SC01	0.00-7.00	-remblai.
	7.00-10.00	-argile marneuse bariolée (grise et beige).
	10.00-12.00	-argile limoneuse peu graveleuse grise .
	12.00-14.00	-alternance entre des grès (sable grésifié) et argile fortement caillouteuse beige avec présence de concrétions de calcaire blanchâtre.
	14.00-15.30	-grès beige (sable grésifié).
	15.30-18.00	-argile finement sableuse grise .
	18.00-20.00	-argile marneuse bariolée (grise et beige).
SC02	0.00-2.50	-remblai + chaussée.
	2.50-4.50	-argile sableuse graveleuse caillouteuse beige avec des traces de concrétions carbonatées.
	4.50-5.85	-argile sableuse brune.
	5.85-11.00	-grès calcaire altéré récupéré à l'état broyé et fragmenté.
	11.00-17.00	-argile sableuse bariolée (grise et beige) avec forte présence de coquillage de petite taille et quelques traces d'oxydations.
	17.00-18.00	-argile sableuse beige avec forte présence d'oxydations et de coquillage de petite taille .
	18.00-23.40	-sable consolidé (grésifié) de couleur blanchâtre et forte teneur en calcaire et de faible densité récupéré à l'état fragmenté en petite taille .
23.40-24.50	-sable grossier beige dans une matrice argilo-calcaire.	
24.50-30.00	-sable cimenté (sables dunaires) avec présence de petit coquillage et des cristaux de calcaire récupéré à l'état fragmenté en petite taille.	
SC03	0.00-2.50	-remblai.
	2.5-3.00	-argile peu sableuse bariolée (grise et beige).
	3.00-6.00	-sable (dunaire) grossier cimenté récupéré à l'état broyé et de petit fragment avec un passage gréseux entre 5.80 et 5.90.
	6.00-7.50	-sable fin cimenté.
	7.50-13.10	-sable cimenté (sable dunaires) avec présence de petite coquillage et des cristaux de calcaire.
	13.10-13.60	-grès calcaire blanchâtre.
	13.60-16.70	-sable fin argileux (gris et beige) avec forte présence de fossiles (coquillage de grande taille).
	16.70-17.80	-sable fin argileux beige.
	17.80-19.30	-sable cimenté avec présence de coquillage de petite taille.
	19.30-19.75	- marne bariolée.
19.75-20.00	-marne grise.	

III.4 1.2. Essais pressiométriques

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

Les essais pressiométriques réalisés pour cette étude sont situés au niveau des trous de forage du sondage SP1

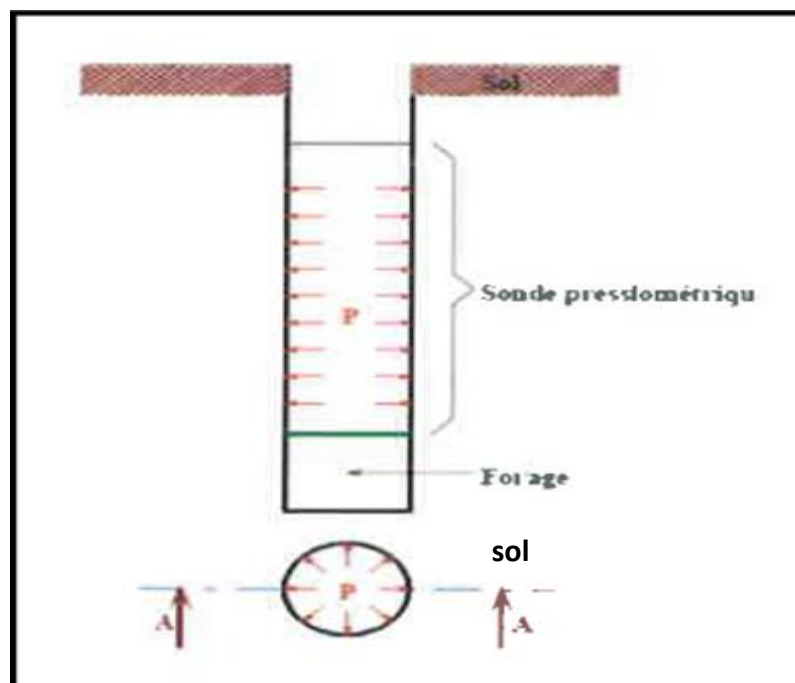
Tableau III.2..Résultats donnés par le sondage SP 01 (30m)

Sondage	Profondeur (m)	Type de sol
SP 01	0.00-1.00	-remblai.
	1.00-6.00	-argile sableuse caillouteuse jaunâtre à beige.
	6.00 9.00	-argile marneuse beige.
	9.00-15.00	-argile marneuse grise.
	15.00-30.00	-argile marneuse grise saturée d'eau.

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression p appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde (voir figure III. 6).

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi de forage et à mesurer l'expansion de la sonde V en fonction de la pression appliquée P .

Il permet d'obtenir le module préssiométrique EM , la pression limite PL , la pression de fluage Pf et la pression de contact avec le terrain $P1$. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes. À chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 30 et 60 secondes.



Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

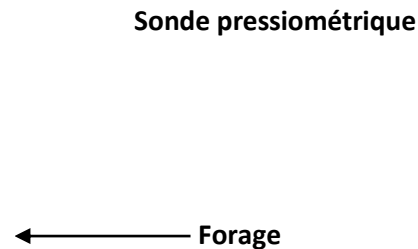


Figure III. 6. Schéma de l'essai pressiométrique

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3. Résultats de l'essai du pénétromètre dynamique

Sondage	PL (bar)	E (bar)	E/PL	Etat du sol
SP01	4.16-18.24	55.93-206.67	8.30-15.11	Normalement consolidé

Le site est classé S4 (site très meuble) selon l'article 3.3.1 du RPA 99 version 2003.

III.4. 2. Essai au laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif, Il s'agit de :

- Mesure de la teneur en eau.
- Degré de saturation.
- Détermination de la densité humide et sèche.
- Analyse granulométrique
- Limites d'Atterberg
- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.
- Analyses chimiques.

III.4. 2.1. caractéristiques physiques

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

Tous les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Calcul des paramètres physiques

$$Sr = \frac{w}{\gamma_w} / \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \cdot 100 \quad , \quad \gamma_h = \gamma_d (1+w), \text{ en prend } \gamma_s = 26.5 \text{ kn/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = \gamma_d (1+w_{sat}) \quad , \quad w_{sat} = W/Sr.$$

Tableau III.4..Résultats de la teneur en eau, du degré de saturation et de la densité sèche et humide

Sondages	Profondeur (m)	Masse volumique sèche γ_d (t / m ³)	Teneur en eau W(%)	Degré de saturation Sr (%)	Masse volumique humide γ_h (t / m ³)	Poids volumique saturé γ_{sat} (kN/m ³)
SC 01	9.50-10.10	1.67	23	98	2.04	20.398
	16.30-16.60	1.60	26	100	2.01	19.962
	18.10-18.50	1.54	29	100	1.98	19.5886
SC 02	4.50-4.85	1.65	23	97	2.03	20.2735
	5.50-5.85	1.66	25	100	2.08	20.3358
	14.55-15.00	1.61	25	100	2.02	20.0245
	17.50-17.90	1.75	20	100	2.11	20.896

$$\gamma_d \text{ moy} = \frac{16.7 + 16 + 15.4 + 16.5 + 16.6 + 16.1 + 17.5}{7} = 16.4 \text{ kn/m}^3$$

$$\gamma_h \text{ moy} = \frac{20.4+20.1+19.8+20.3+20.8+20.2+21.1}{7} = 20.385 \text{ kn/m}^3$$

$$\gamma_{sat} \text{ moy} = \frac{20.398+19.962+19.5886+20.2735+20.3358+20.0245+20.896}{7} = 20.211 \text{ kn/m}^3$$

III.4. 2.2. Classification des sols

Nous donnons ci-après la classification des sols qui était utilisée par le laboratoire des ponts et chaussées jusqu'à 1977, cette classification est elle-même tirée de la classification des sols unifiés américaines U.S.C.S

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

III .4. 2.3. Analyse granulométrique

Cet essai consiste à déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur dimension. Pour les particules de dimension supérieures à $80 \mu m$, la séparation se fait par tamisage. Pour les fines ($< 80 \mu m$), on doit pratiquer l'essai de sédimentométrie.

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer quantitativement la distribution des particules du sol par classe de diamètre. Le nombre et la grandeur des classes de diamètres dépendront de l'objectif suivi et éventuellement, de l'importance de l'échantillon dont on dispose, elle s'effectue par :

- Sédimentométrie : pour les grains les plus fins comme les argiles et les limons.
- Tamisage : pour les grains d'un diamètre supérieur à $80 \mu m$

III.4. 2.4.Limite d'atterberg

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistances d'un sol. La consistance d'un sol varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III .5.Résultats des limites d'Atterberg et classification des sols

	Profondeur de prélèvement (m)	Pourcentage $< 80 \mu$	Wl%	IP%	Classification des sols LCPC
SC 01	9.50-10.10	96	50	25	Argile plastique
	16.30-16.60	96	52	26	Argile très plastique
	18.10-18.50	97	53	27	Argile très plastique
SC 02	4.50-4.85	84	45	23	Argile peu plastique
	5.50-5.85	87	47	24	Argile peu plastique
	14.55-15.00	97	45	27	Argile très plastique
	17.50-17.90	89	48	24	Argile peu plastique

III .4. 2.5. Caractéristiques mécaniques

Dans cette catégorie d'essai, trois (03) essais de cisaillement rectiligne de type CD ont été réalisés sur les échantillons récupérés à partir du sondage réalisé .

Le tableau ci-dessous récapitule les résultats obtenus :

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

Tableau III .6.Résultats des essais de cisaillement à la boîte

Sondage	profondeur	C (bar)	φ°
SC01	9.50-10.10	0.27(CD)	16
		0.07 (résiduel)	9 (résiduel)
	16.30-16.60	0.30 (CD)	19
	18.10-18.50	0.43 (CD)	16
SC02	4.50-4.85	0.37 (CD)	14.82
	5.50-5.85	0.34 (CD)	15.26
	14.55-15.00	0.40 (CD)	14.91
	17.50-17.90	0.37 (CD)	15.18

III .4.2.6.Analyses chimiques

- Le sol présente une agressivité nulle vis-à-vis du béton de fondation selon la norme FD P18-011 du 12/2009
- Le taux de carbonate est inférieur à 30% ce qui confirme le caractère argileux du sol pour les échantillons analysés.
- Le sol n'est pas organique du fait que la teneur en M.O est inférieure à 3%.

III .5.Interprétation des résultats obtenus par les essais de laboratoire

III.5.1.Les caractéristiques de la couche d'Argile

- La granulométrie est caractérisée par des passants à 80 μ m variant de 80 à 100%.

- Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité varient de 45 à 53% et avec des indices de plasticités variant de 23 à 27 %. Selon la classification LCPC, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles très plastique (**At**).

Les densités sèches varient de 15,4 à 17,5KN/m³ avec des teneurs en eau naturelles de 20 à 29%.traduisant que le sol est dans un état dense à très dense.

- Les indices de consistances «Ic » mesurés varient entre 0,087 à 0,11, ce qui indique que le sol est dans un état de consistance plastique très molle.

- Le degré de saturation (Sr) est de 100 %, traduisant que le sol est saturé selon la classification, LCPC, ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles très plastiques (**At**).

III.6.L'étude de l'homogénéité des caractéristiques de C et φ

III.6.1.La couche d'argile

$$\varphi = 14.82^\circ$$

$$C = 27 \text{Kp}$$

III .6.1.1. L'angle de frottement

$$\Phi_{\text{moy}} = \frac{\sum \varphi}{n}$$

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

$$\Phi_{moy} = \frac{16+19+16+14.82+15.26+14.91+15.18}{7}$$

$$\Phi_{moy}=15.88^\circ$$

L'écart type :

$$SD = \sqrt{\frac{(16-15.88)^2+(19-15.88)^2+(16-15.88)^2+(14.82-15.88)^2+(15.26-15.88)^2+(14.91-15.88)^2+(15.18-15.88)^2}{7-1}}$$

$$SD=1.45499$$

Le coefficient de variation :

$$CV = \frac{SD}{\Phi_{moy}} = \frac{1.45499}{15.88} = 0.0916$$

$$CV=0.091 ; 9.16\% < 10\%$$

On prend la valeur de ϕ' car le sol est homogène donc $\phi'=15.88^\circ$

III.6.1.2. La cohésion

$$C_{moy} = \frac{\sum C}{n}$$

$$C_{moy} = \frac{27+30+43+37+34+40+37}{7} = 35.428 \text{ kPa}$$

L'écart type:

$$SD = \sqrt{\frac{(27-35.428)^2+(30-35.428)^2+(43-35.428)^2+(37-35.428)^2+(34-35.428)^2+(40-35.428)^2+(37-35.428)^2}{7-1}}$$

$$SD=5.5633$$

Le coefficient de variation :

$$CV = \frac{SD}{C_{moy}} = \frac{5.5633}{35.428}$$

$$CV=0.157 ; 15.7\% > 10\%$$

Le sol n'est pas homogène vis-à-vis la cohésion.

On prend la valeur la plus petite $C=27 \text{ kPa}$

Tableau III 7. Les paramètres mécaniques de la couche d'argile

La couche	γ_d (kN/m ²)	γ_h (kN/m ²)	γ_{sat} (kN/m ²)	C (kPa)	Φ (°)	ν	Em (kpa)
Argile	16.4	19.8	20.21	27	15.88	0.35	13130

Chapite III Etude hydrogéologique, géologique et géotechnique du projet

III.7. Conclusion

La reconnaissance géotechnique exécutée a été basée sur la réalisation des essais in situ (pénétromètre et sondages), suivi par les essais d'identifications et de résistance mécanique effectués sur les échantillons récupérés.

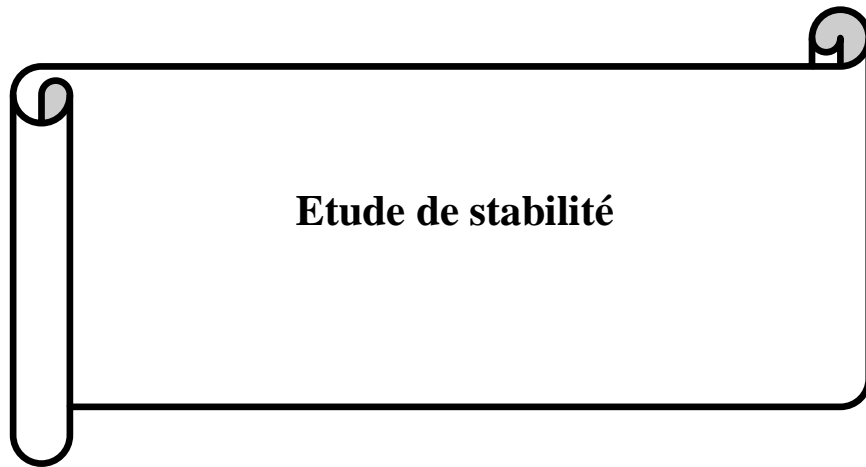
Cette reconnaissance nous a permis d'identifier les caractéristiques des formations composant le sol du site étudié.

La reconnaissance géotechnique du glissement de terrain étudié, nous a permis aussi de connaître les éléments essentiels pour les calculs de la stabilité : γ , c et ϕ de chaque couche, que nous récapitulons dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.8. récapitulation des résultats

Couches	γ_{sat} (KN/m ²)	γ_d	C (bars)	Φ°
Remblai	18	12.848	10	15
Argile finement sableuse	20	16.06	37	14.82
Sable cimenté	20	16.06	5	30
Argile marneuse	20	16.06	43	16

Chapitre IV



Etude de stabilité

IV.1.Introduction

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre étude de glissement de terrain survenu à El Achour : 48 logement promotionnel ELACHOUR R+4+2SS.

On propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé selon deux variantes à savoir, par pieux et tirants d'ancrage, et voir leur influence sur le coefficient de sécurité.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec deux logiciels (PLAXIS 2D et TALREN).

Nous comparons ensuite entre les coefficients de sécurité trouvés par les deux logiciels avec toutes les phases : avant renforcement (sans et avec surcharge) et après renforcement

IV.2. Définition des données

IV.2.1. Régime hydraulique

Le rôle de l'eau est déterminant dans la stabilité des massifs, son action se traduit par des poussées d'écoulement et des pressions interstitielles qui réduisent la résistance au cisaillement du sol et le coefficient de sécurité.

Dans l'essai pressiométrique Menard (voir l'annexe) la présence d'eau est détectée à partir de 9,5m en surface.

IV.2.2. Charge d'exploitation

La charge d'exploitation est de l'ordre de Q=10 kPa (surcharge roulante)

IV.2.3. Caractéristiques mécaniques des sols

Les paramètres géotechniques considérés dans les calculs sont les résultats obtenus à partir des essais en laboratoire suivant le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1. Paramètres des caractéristiques mécaniques du sol.

La couche	γ_d (kN/m ²)	γ_h (kN/m ²)	γ_{sat} (kN/m ²)	C (kPa)	$\Phi(^{\circ})$	α	ν	E (kN/m ²)
REMBLAIS	12,848	18	18	10	15	0.5	0.33	4882
ARGILE SABLEUSE	16,06	20	20	37	14,82	0.67	0.33	21600
SABLE CIMENTE	16,06	20	20	5	30	0.33	0.33	21600
ARGILE MARNEUSE	16,06	20	20	43	16	0.67	0.33	17080

$E = E_{m \min} / \alpha$

Tel que :

E : Module de YOUNG

$E_{m \min}$: Module préssiométrique

α : Coefficient rhéologique

IV.2.4. Géométrie du modèle

Ci-dessous , des figures montrant les levés topographiques, la coupe et le profil étudiés

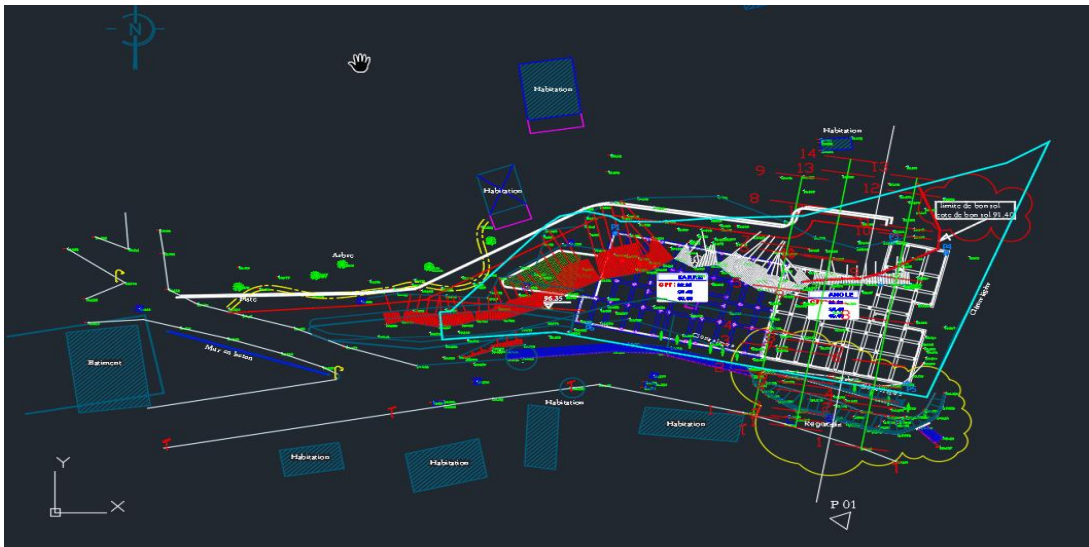


Figure IV.1.levés topographiques

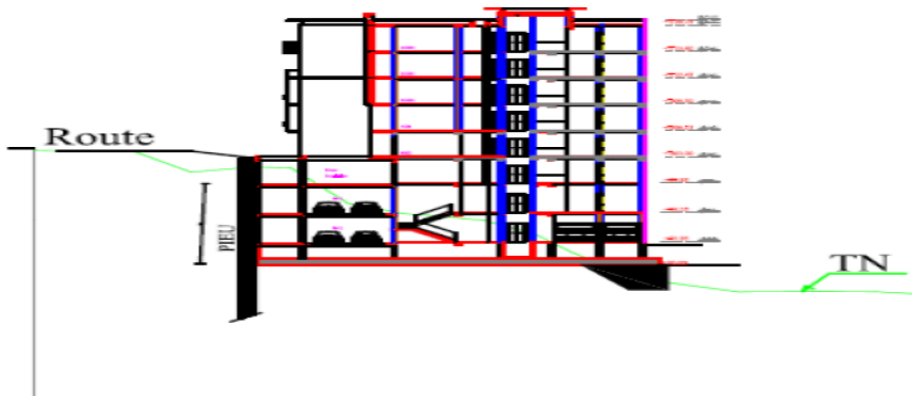


Figure IV.2.La coupe 1-1.

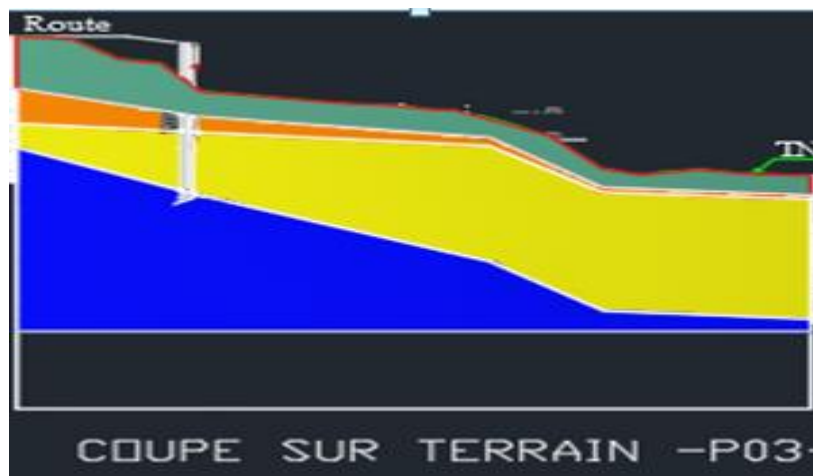


Figure IV.3. Profil d'étude.

IV.3. Modélisation par TALREN

IV.3.1. Présentation du logiciel

TALREN 4 est un logiciel convivial sous Windows qui permet :

- la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.
- L'utilisation pratique du logiciel pour les applications courantes.
- L'approfondissement des différents types de renforcements disponibles dans TALREN 4.

La méthode de calcul des coefficients de sécurité pour TALREN est basée sur la méthode des tranches, car cette méthode est particulièrement conseillée pour les talus hétérogènes ou pour étudier les talus en présence de la nappe. En variant le rayon du cercle de rupture, On cherche le coefficient de sécurité le plus défavorable, cette méthode peut aisément faire l'objet d'un programme de calcul sur ordinateur ; ce qui permet le test rapide d'un grand nombre de cercles de rupture.

IV.3.2. Présentation de l'étude

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

The screenshot shows the 'Description générale du projet' dialog box with the following fields and values:

- Numéro d'affaire: 12
- Titre du calcul: Calcul du coefficient de sécurité
- Lieu: BOUHAMZA
- Commentaires: PROFIL N°1
- Xmin: 0.00 m
- Xmax: 108.90 m
- Ymax: 688.72 m
- Système d'unités: kN, kPa, kN/m³
- V_{sw}: 10 kN/m³
- Méthode de calcul par défaut pour le projet: Fellenius
- Pondérations par défaut: Traditionnel/SIT. définitive
- Buttons: OK, Annuler, Aide

Figure IV.4. Description général du projet

➤ Procédure de la modélisation

Nous avons suivis dans notre travail une procédure de modélisation qui est comme suit :

Partie I : Etude avant excavation (calculer en premier temps le facteur de sécurité à l'état naturel sans chargement et sans nappe, ensuite le recalculer en les ajoutant)

Partie II : Etude après excavation (calculer le coefficient de sécurité après l'excavation et voir l'influence de cette dernière sur la stabilité du terrain)

Partie III : Confortement (calculer le coefficient de sécurité et voir son évolution après l'ajout du confortement)

IV.3.3. Facteur de sécurité du talus

L'analyse du problème sera effectuée par la méthode de BISHOP (1954) ; l'objectif de ce travail est d'étudier le facteur de sécurité selon : La présence et l'absence de la nappe phréatique et l'existence ou non de la surcharge roulante (présenter l'effet de ces derniers sur le facteur de sécurité).

La stabilité du talus est appréciée par rapport à un facteur de sécurité admissible, le coefficient de sécurité minimum (F_{min}) est égal à 1.5 donc F_{min} calculé par TALREN devra être $\geq 1,5$ pour dire que la stabilité est théoriquement assurée, mais en considérant l'incertitude de la conception et de la réalisation du talus.

IV.3.4. Procédure de calcul numérique

Les méthodes de calcul du coefficient de sécurité sont basées sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain (cohésion C , angle de frottement interne φ , résistance au cisaillement τ , densité humide γ_hetc.), et la géométrie de la coupe géotechnique du terrain.

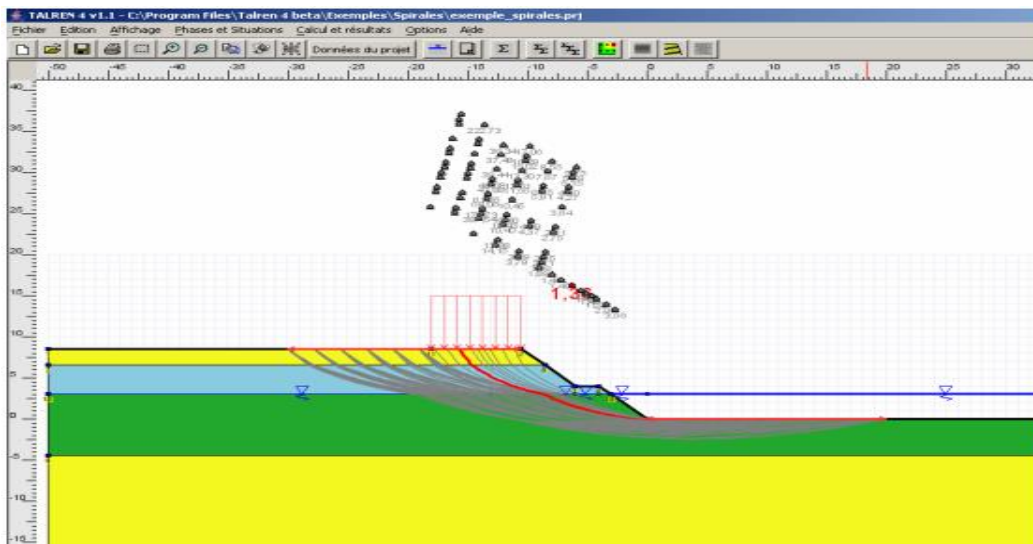


Figure IV.5. Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans TALREN 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées).

➤ **Partie I : Modélisation avant excavation :**

IV.3.4.1. Etude de la stabilité du talus avant excavation

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

- Sans chargement et sans la nappe :

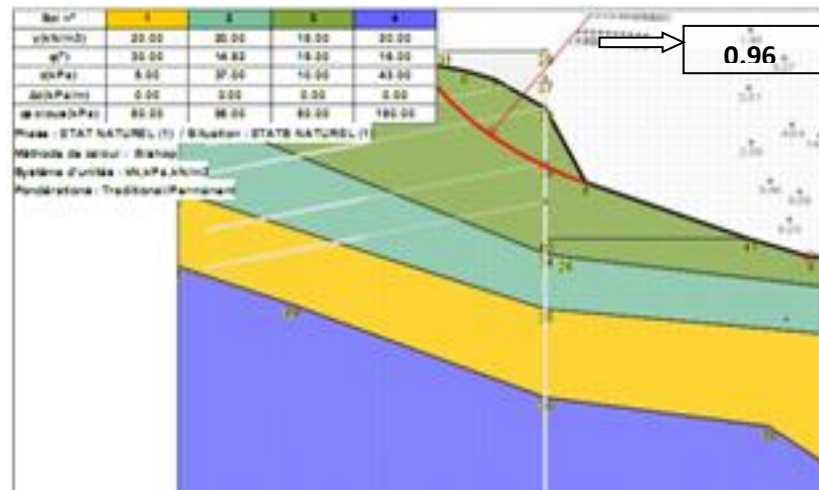


Figure IV.6. Résultat de coefficient de sécurité sans chargement.

Le coefficient de sécurité $F_s=0,96$ est inférieur à 1, donc le terrain représente un danger à l'état initial (selon le tableau I.3). La profondeur de la ligne de glissement est 3m.

- Avec chargement :

Pour ce modèle on va appliquer la charge de roulement due à la route qui existe au sommet du talus.

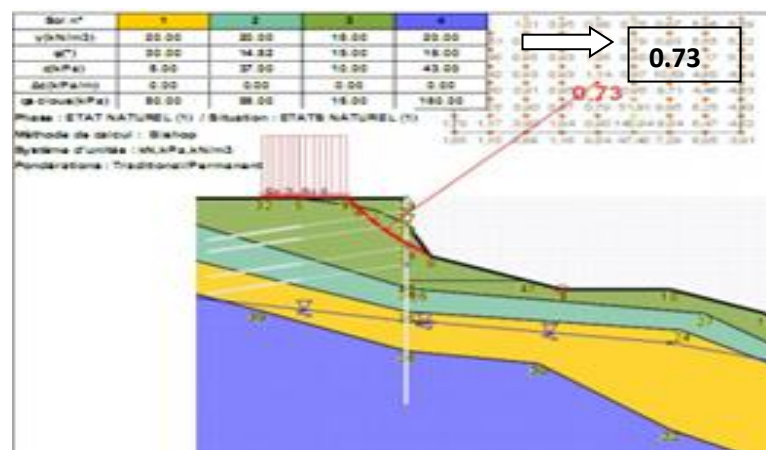


Figure IV.7. Résultats de coefficient de sécurité avec chargement.

Le coefficient de sécurité $F_s=0,73 < 1$, donc on considère que l'état du terrain est toujours classifié autant qu'un danger (Selon le tableau I.3) et le talus reste instable. La présence de la surcharge a une

influence directe sur la stabilité de terrain (diminution du facteur de sécurité). La profondeur de la ligne de glissement est égale à 2,5m

➤ **PartieII : Modélisation après excavation**

IV.3.4.2. Etude de la stabilité du talus après excavation

C'est l'excavation qui a provoquée l'instabilité du talus. Sa profondeur est 10m

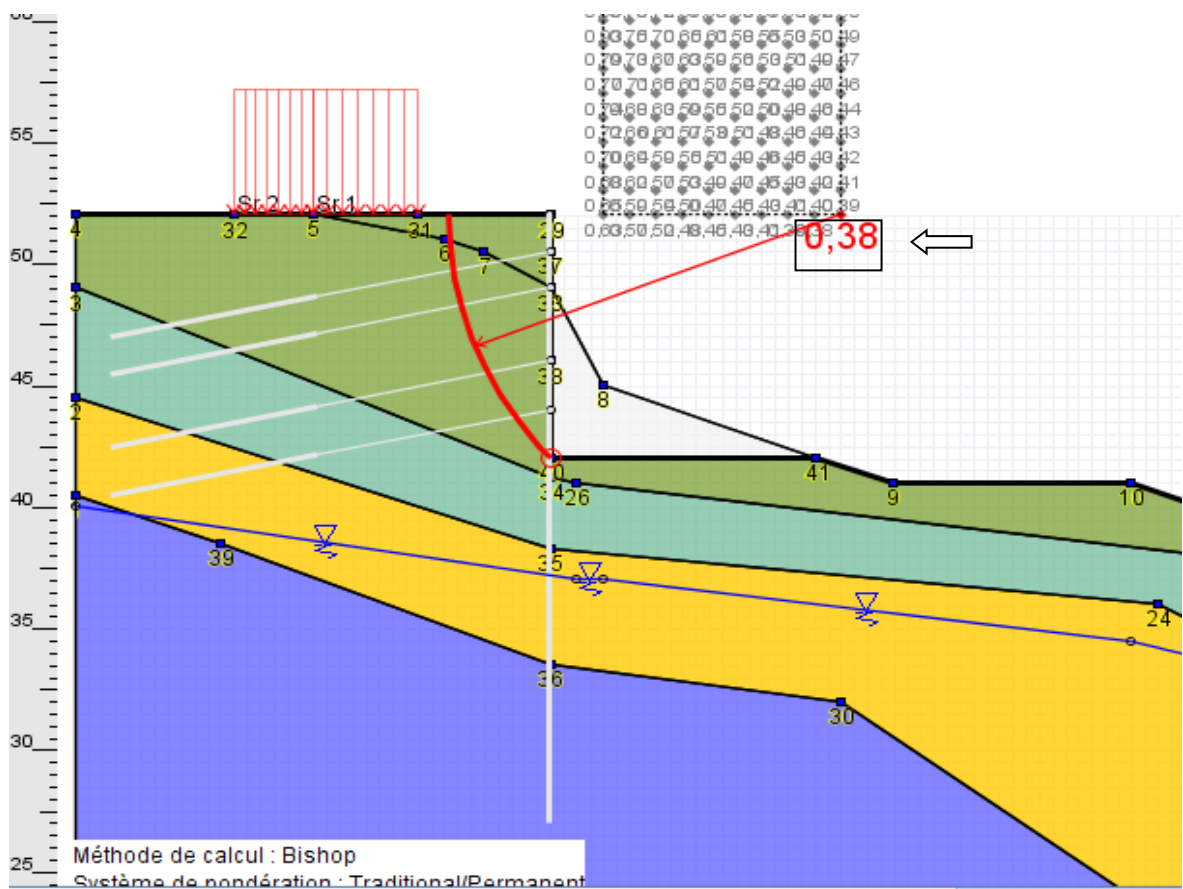


Figure IV.8 Résultats de coefficient de sécurité après excavation.

Après l'excavation on remarque que le coefficient de sécurité est toujours inférieur à 1 ($F_s=0,38$), donc selon le tableau I.3le talus est instable et représente un danger.

L'excavation a une influence directe sur la stabilité de terrain (diminution du facteur de sécurité).

La profondeur de la ligne de glissement est égale 10m.

Cette excavation était la cause principale du déclanchement du glissement de terrain qui a eu lieu le 29/05/2019 , nous avons donc passer à l'étape de confortement pour résoudre le phénomène

d'instabilité qui a touché une partie de la route (voir appendice A) ,pour ensuite pouvoir la refaire (la route) et construire des logements sur le terrain renouvelé.

➤ **PartieIII : Confortement**

IV.3.4.3.Proposition des solutions de confortement

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques, et les calculs effectuées pour déterminer le coefficient de sécurité, confirme un mouvement de glissement de terrain orienté dans le sens de la plus grande pente. Cette instabilité a été provoquée par l'excavation qui était faite pour réaliser les logements, la géomorphologie du site, la nature du sol et les infiltrations des eaux de surface après l'excavation.

- **confortement par pieux**

Le renforcement du talus instable par une série de pieux de forte inertie a pour but de fournir une résistance au cisaillement suffisant et transférer les efforts déstabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage pour s'opposer aux mouvements.

Le choix de ce type de solution est justifié par la présence des couches superficielles insuffisamment résistantes,

Cette technique de confortement consiste à mettre en place des pieux en béton armé distribué sur le site.

- **Les dimensions des pieux**

Les dimensions des pieux à modéliser : **Diamètre** : 1 m, **longueur** : 25 m, **espacement**: 1,3m.

On trouve les résultats suivants :

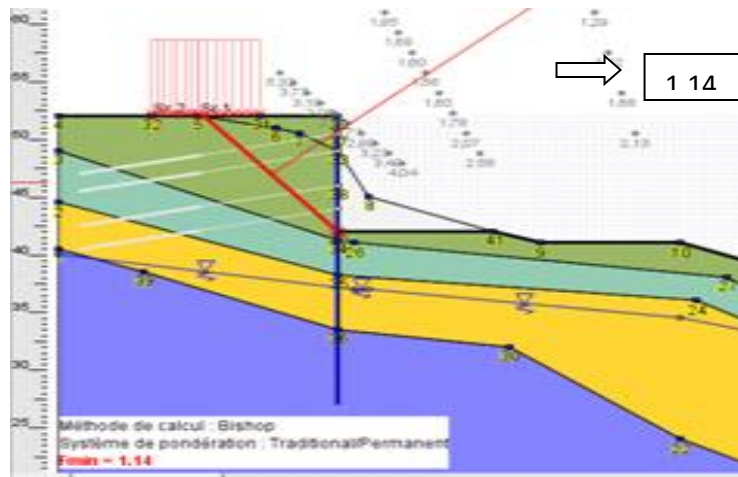


Figure IV.9. Résultat de coefficient de sécurité (cas de renforcement par pieu)

On remarque une augmentation du coefficient de sécurité ($F_s=1,14$ appartient à l'intervalle $[1-1,25]$) donc le talus est en sécurité contestable selon le tableau I.3). Nous remarquons une augmentation du facteur de sécurité dans le cas de renforcement par pieux et la profondeur de la ligne de glissement est égale à 10m.

Mais le facteur de sécurité toujours inférieur à 1,5, pour cela on a abouti à ajouter les tirants d'ancrage pour augmenter le facteur de sécurité du talus.

- **confortement par tirants d'ancrage**

On propose 4 tirants superposés verticalement aux distances suivantes :

$T_1=1,5m$, $T_2=3m$, $T_3=6m$ et $T_4=8m$.

➤ **Modèle 1 (avec un seul tirant d’ancrage)**

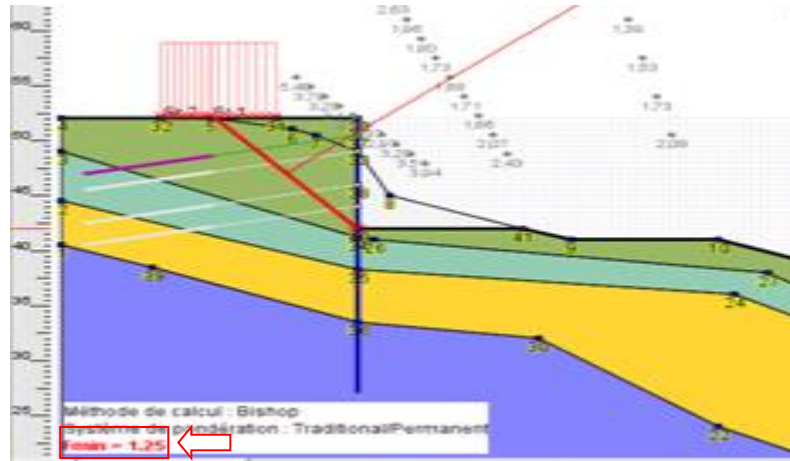


Figure IV.10. Résultats de coefficient de sécurité avec l’inclusion d’un seul tirant d’ancrage.

Nous remarquons une augmentation du facteur de sécurité ($FS=1,25$ qui appartient à $[1,25-1,40]$), donc selon le tableau I.3 on conclut que le talus est en sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.

Dans le cas renforcement par pieux avec d’un seul tirant d’ancrage et la profondeur de la ligne de glissement égale 10m.

➤ **Modèle 2 (avec deux tirants d’ancrage)**

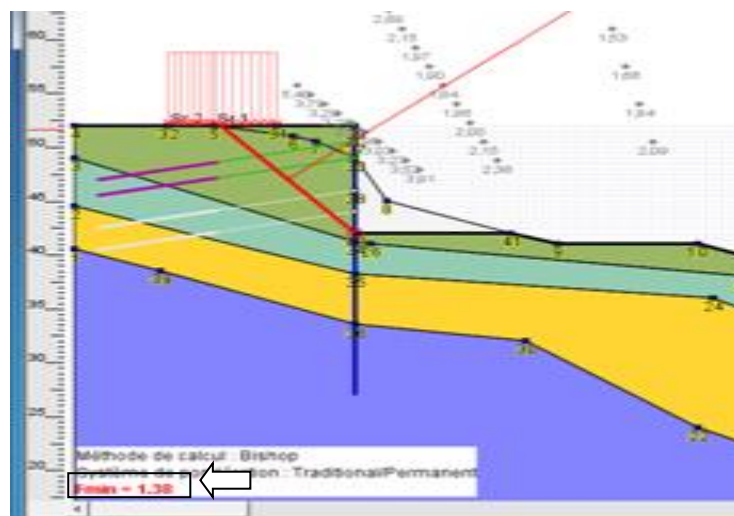


Figure IV.11. Résultat du coefficient de sécurité avec deux tirants d’ancrage

Nous observons une augmentation du facteur de sécurité ($F_s = 1,38$ appartenant à l'intervalle $[1,25-1,40]$ Selon le tableau I.3 : sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants).

La profondeur de la ligne de glissement égale 10m.

➤ **Modèle 3 (avec trois tirants d'ancrage)**

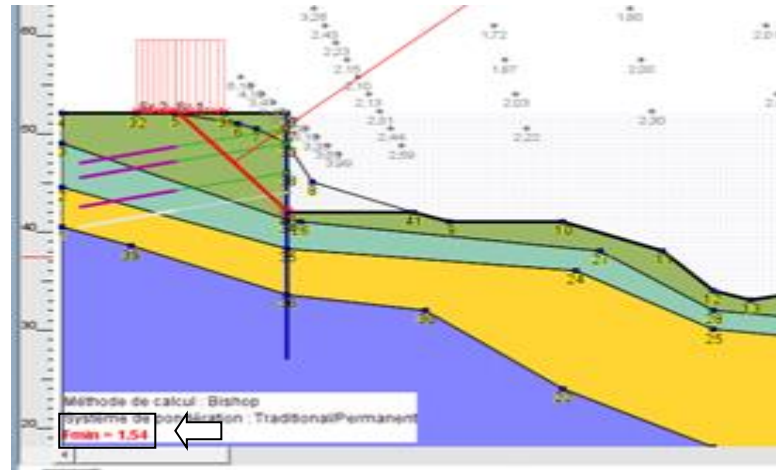


Figure IV.12. Résultat du coefficient de sécurité avec trois tirants d'ancrage.

On constate une augmentation du facteur de sécurité ($F_s = 1,54 > 1,50$ donc la sécurité du talus est satisfaisante : voir le tableau I.3) donc la stabilité du terrain est assurée.

Dans le cas d'un renforcement par pieux et trois tirants d'ancrage la profondeur de la ligne de glissement est égale à 10m.

➤ **Modèle 4 (avec quatre tirants d'ancrage)**

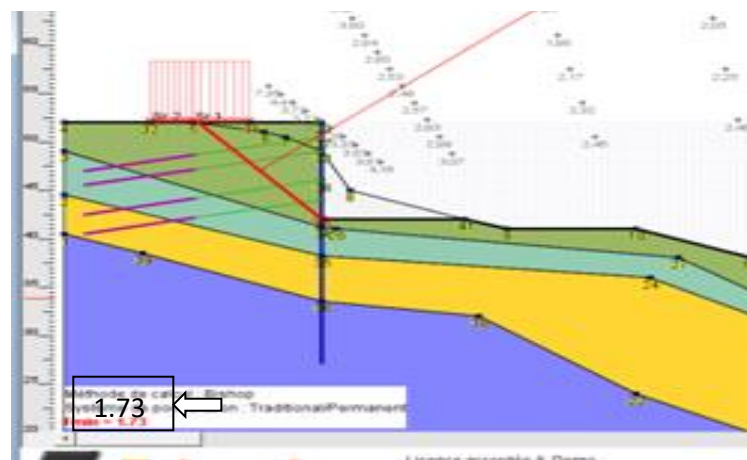


Figure IV.13. Résultats de coefficient de sécurité avec quatre tirants d'ancrage.

On remarque une augmentation du facteur de sécurité après l'ajout du 4^{ème} tirant d'ancrage, (FS=1,73 >1,5, on arrive à un état de sécurité élevé ou à une sécurité satisfaisante selon le tableau I.3), donc le talus est stable dans le cas d'un renforcement par pieux avec quatre tirants d'ancrage. La profondeur de la ligne de glissement égale 10m.

➤ **Interprétation des résultats**

- On remarque que, pour les deux méthodes de confortement, les résultats d'analyse de la stabilité obtenus, montrent que le coefficient de sécurité est supérieur à 1,5 (modèle 3 (avec trois tirants d'ancrage), ce que veut dire que le talus se trouve dans un état d'équilibre stable.
- On constate que Fs varie entre [0.38, 1.73], le talus était instable avant l'excavation avec un facteur de sécurité de 0.73 qui a diminué après l'excavation à 0.38, ce qui présente un danger vis-à-vis de la sécurité du talus(voir le tableau I.3). Cette instabilité nous conduit à appliquer des méthodes de confortement à savoir un renforcement par pieux et tirants d'ancrage ,cela a induit à augmenter la valeur du facteur de sécurité comme nous l'avons observer dans notre cas d'étude (une augmentation du coefficients de sécurité jusqu'à atteindre la stabilité dans le modèle 3 avec trois tirants d'ancrage).

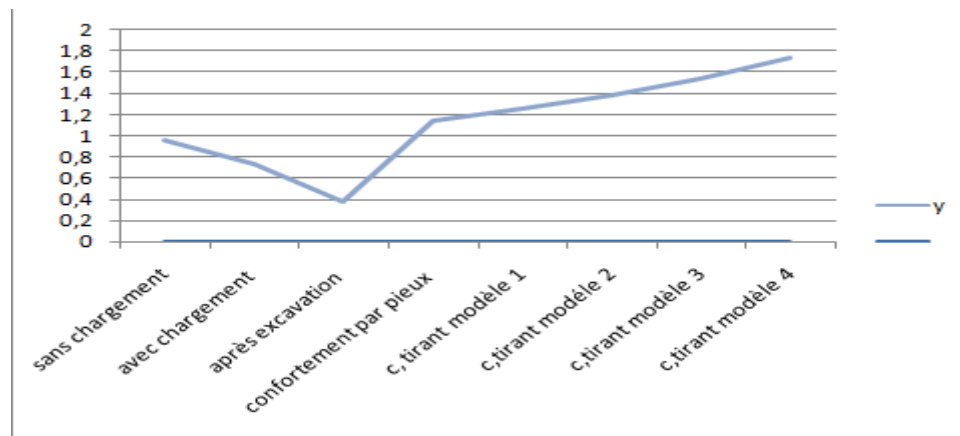


Figure VI.14. Variation l'étapes de calcule en fonction de coefficient de sécurité.

IV.4.Modélisation par PLAXIS

IV. 4.1. Présentation du logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme d'élément finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle de référence. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

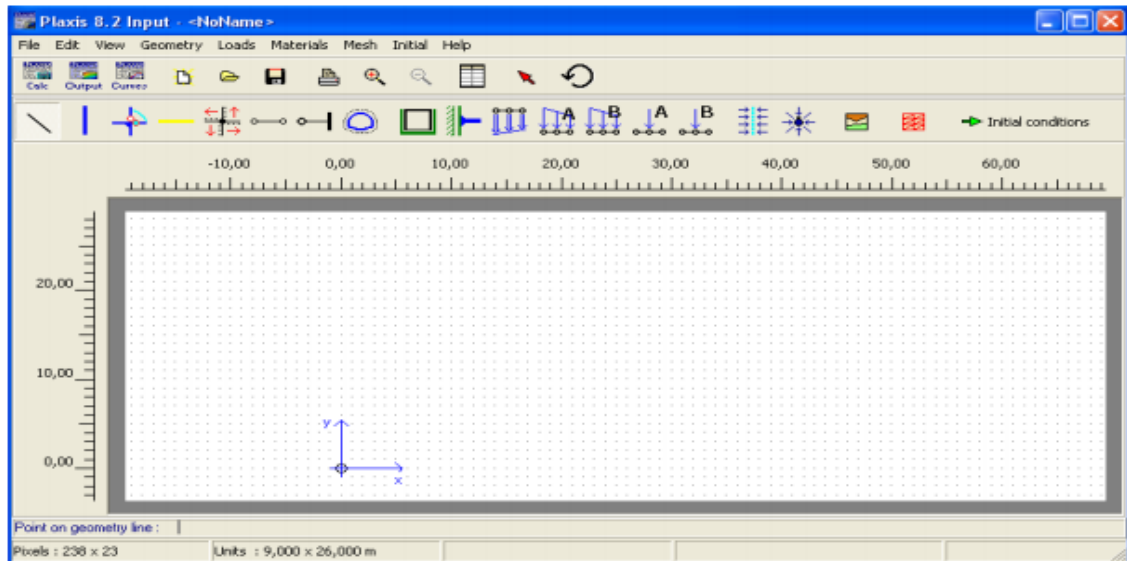


Figure IV.15. Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS.

IV.4.1.1. Les modèle de comportements utilisés par PLAXIS

PLAXIS nous permet de traiter les problèmes géotechniques réels d'une façon rapide, les paramètres des sols qu'on utilise dans le model sont déterminés par une étude géotechnique.

Les déférents modèles utilisés par PLAXIS sont :

➤ **Le modèle de Mohr-Coulomb (MC)**

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

- Le module de Young (E) ;
- Le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c) ;
- L'angle de frottement (φ), l'angle de dilatance (ψ).

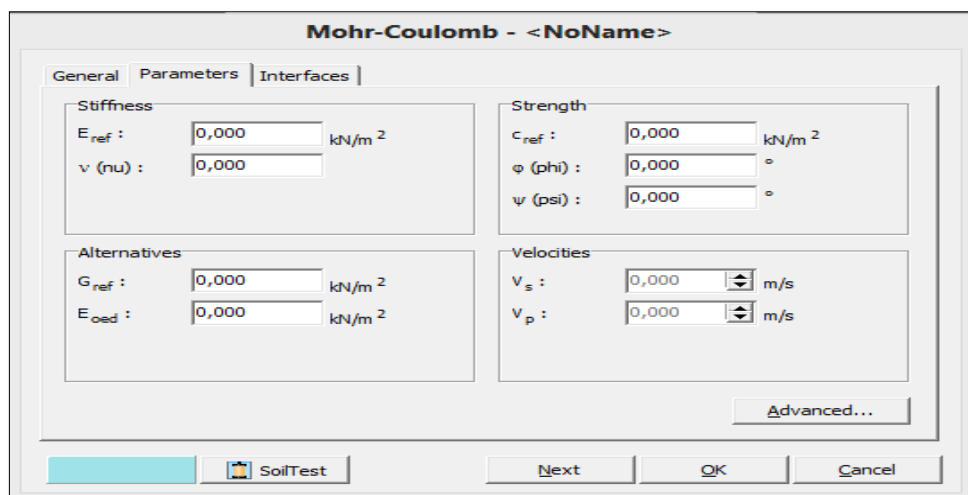


Figure IV.16. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

➤ Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique, il représente la loi de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont :

- Les paramètres de rigidité élastique ;
- Le module de Young (E) et le coefficient de Poisson ν .

IV.4.1.2. Type de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont présentés par les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide.

IV.4.1.3. Etape de modélisation

PLAXIS utilise une interface composée de quatre sous programmes permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

➤ Le programme d'entrée de données input

L'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.

➤ Le programme de calcul

Permet de définir les différentes phases de calcul du model.

➤ Le programme output

Nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).

➤ Le programme curves

Nous permet d'avoir les interfaces courbes et les résultats de modélisation

IV.4.2. Les étapes de modélisation

➤ Partie I : Avant excavation

IV.4.2.1. Définition des données

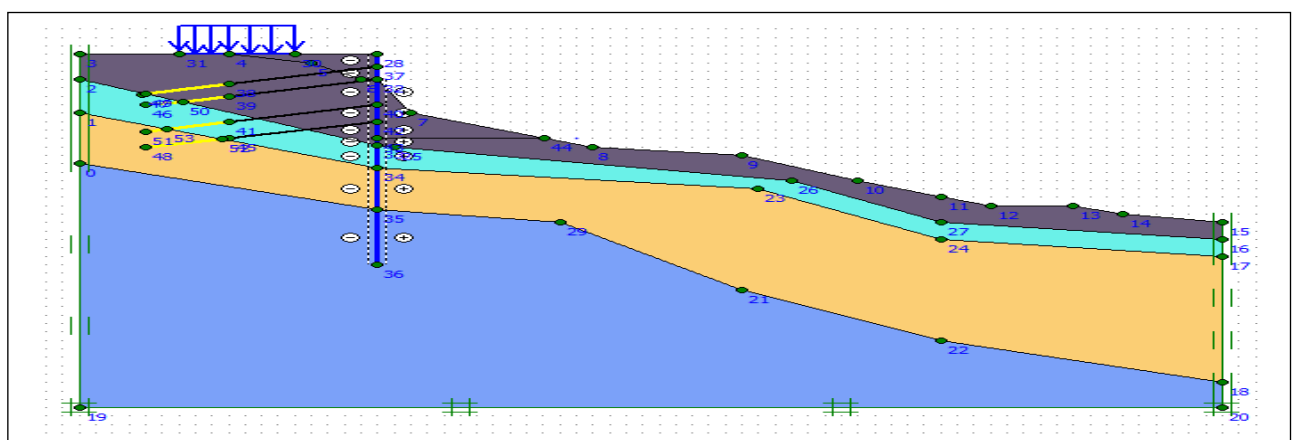


Figure IV.17. Géométrie du modèle (initial).

IV.4.2.1.1. Définition de la géométrie et des propriétés des matériaux

Pour les réglages généraux, on a choisi :

- Eléments à 15 noeuds pour le sol
- Eléments à 5 noeuds pour les pieux
- Problème de déformation plane
- Unités : m, kN, s

Le paramètre R_{inter} , est défini ci-dessous :

$$R_{inter} = \frac{2}{3}$$

$$\tan \varphi_{interface} = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \text{ et } c_{interface} = R_{inter} c_{sol}$$

Avec : $c_{sol} = c_{ref}$

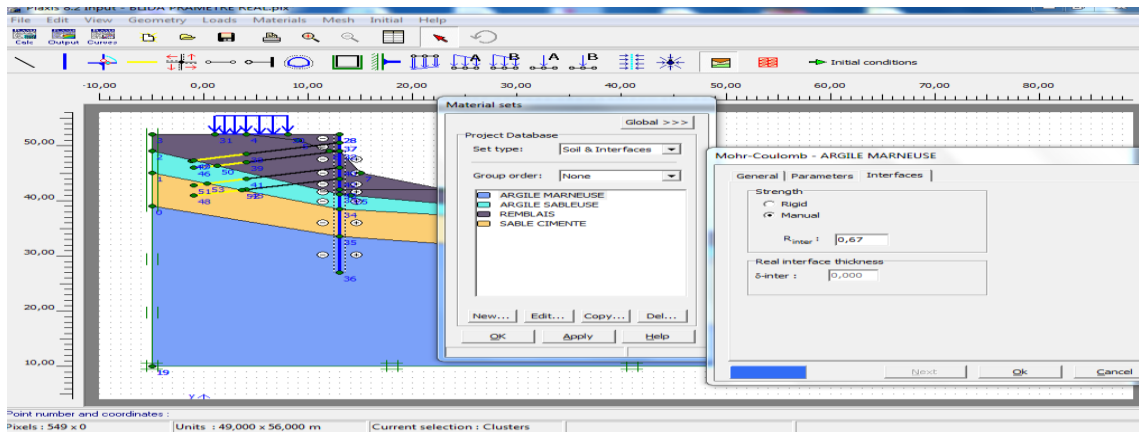


Figure IV.18. Définition de l'interface.

Le maillage utilisé dans cette étude est présenté sur la figure IV.19. Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 202 éléments, le nombre de nœuds est de 1789 nœuds et le nombre de points de contrainte est de 2424.

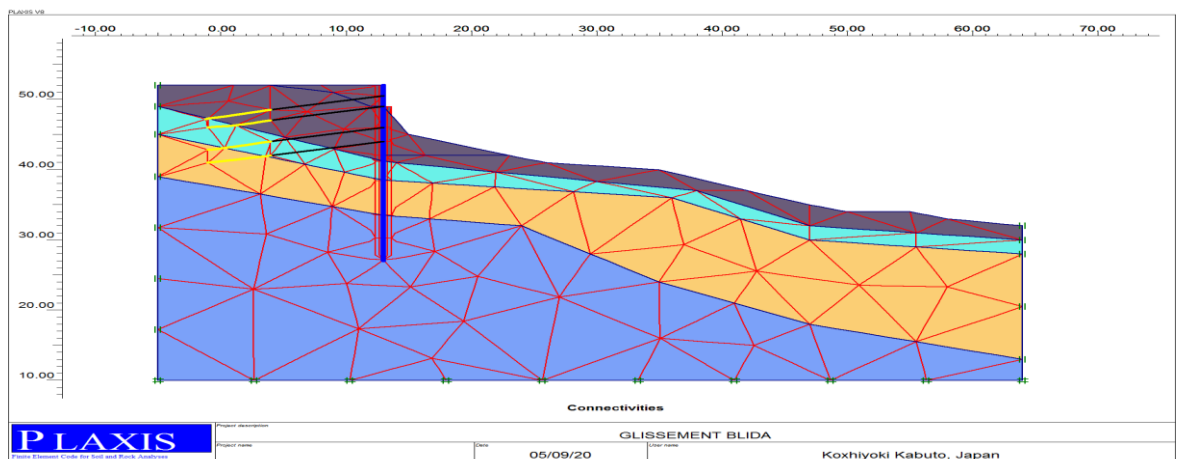


Figure IV.19. Exemple du maillage.

IV.4.2.1.2.Les conditions initiales

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant les coefficients K_0 , il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle (gravityloading).

La fonction " initiale conditions" pour la phase initiale est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau et modéliser les couches du sol sont pris en compte du chargement et la nappe phréatique.

Voilà le résultat après l'introduction la nappe :

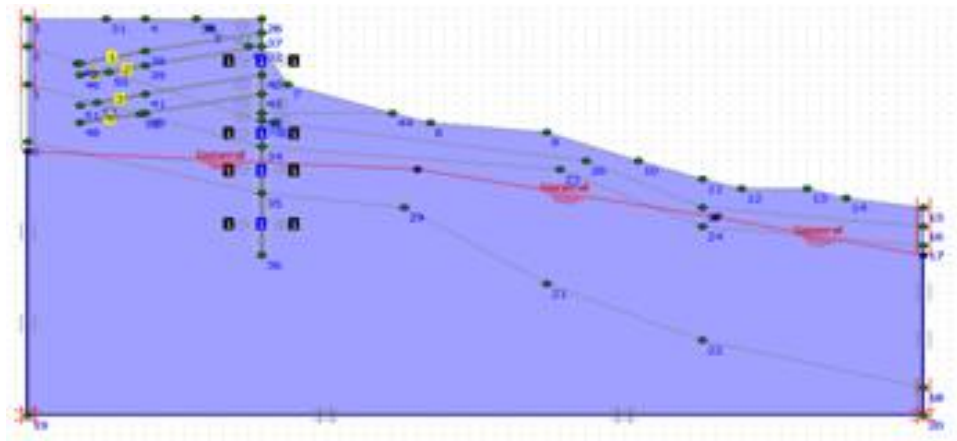


Figure IV.20.Le modèle après introduction de la nappe phréatique

IV. 4.2.1.3.le coefficient de sécurité (calcul numérique)

On a fait la modélisation par PLAXIS pour traiter la déformation du sol, et les déplacements des pieux à chaque phase de calcul.

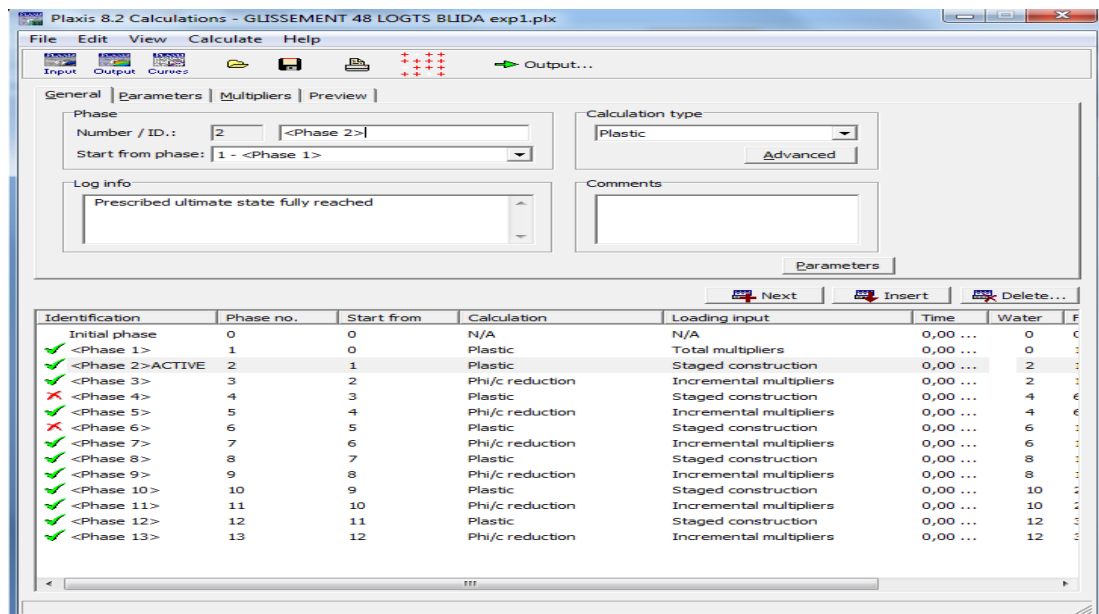


Figure IV.21. Phases de calcul.

IV.4. 3.Résultats des calculs

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec le programme Output.

IV.4. 3.1.Etude de la stabilité du talus avant excavation

➤ Sans chargement

❖ Calcul de déplacement dans les conditions initiales

Phase1 : Calcul plastique.

- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Choisir l'option totalemultipliers dans le menu loading input.

Phase2 : Calcul plastique.

- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Choisir l'option staged construction dans le menu loading input.

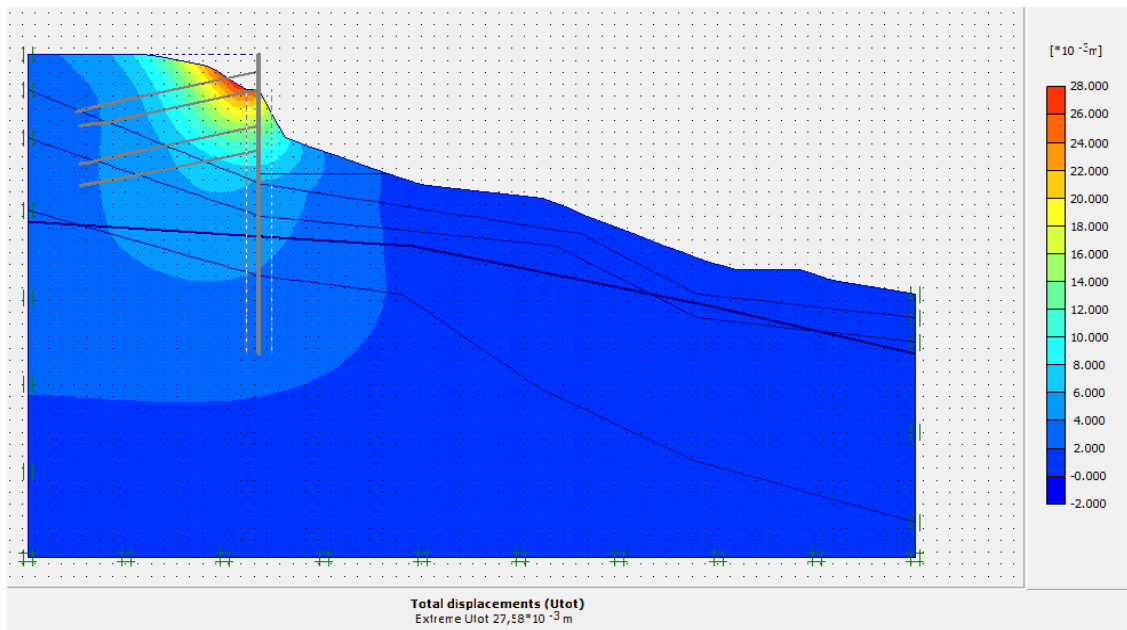


Figure IV.22. Les déplacements totaux de type de shadings (phase2).

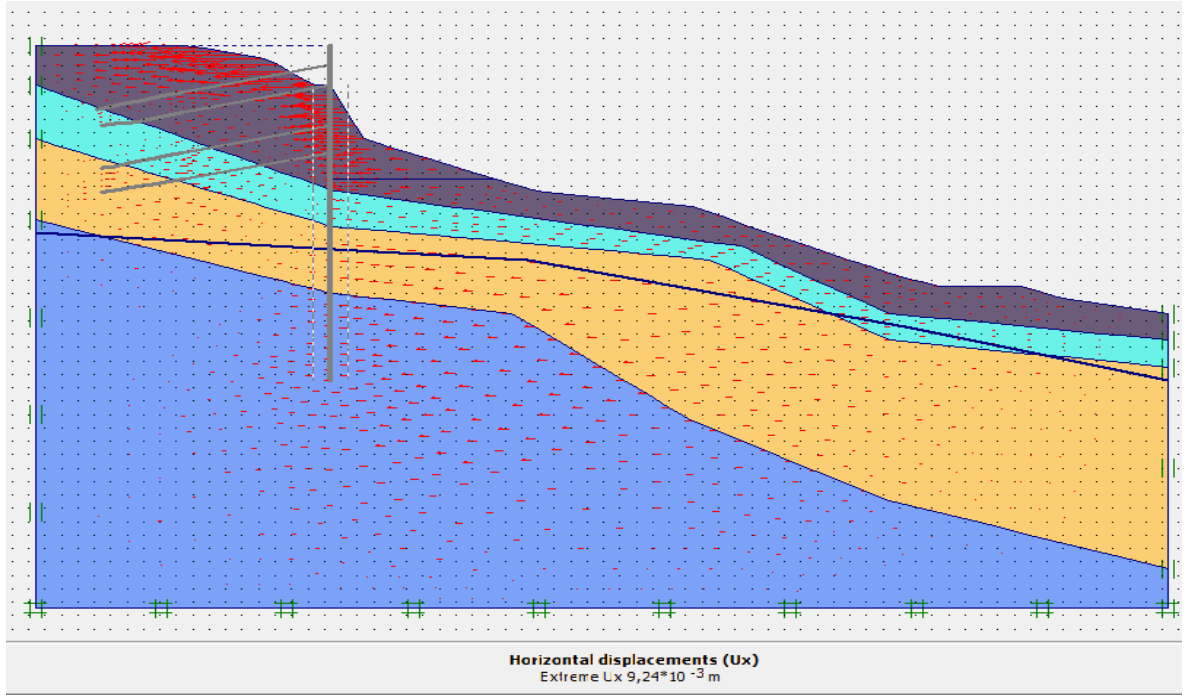


Figure IV.23. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase2).

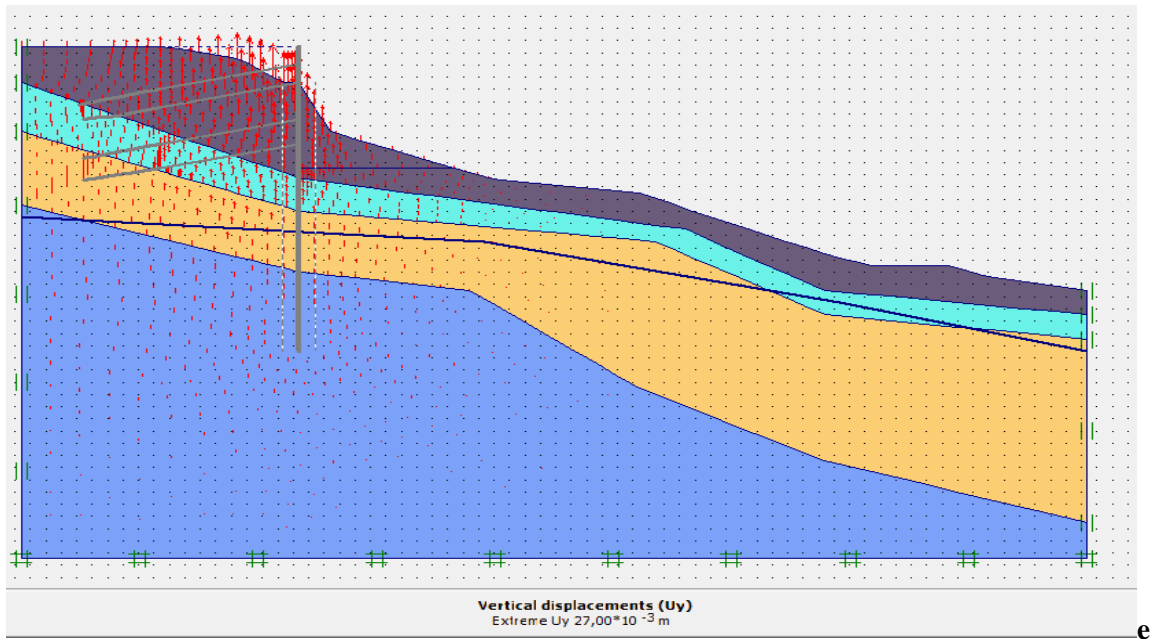


Figure IV.24. Les déplacements verticaux (Uy) (phase2).

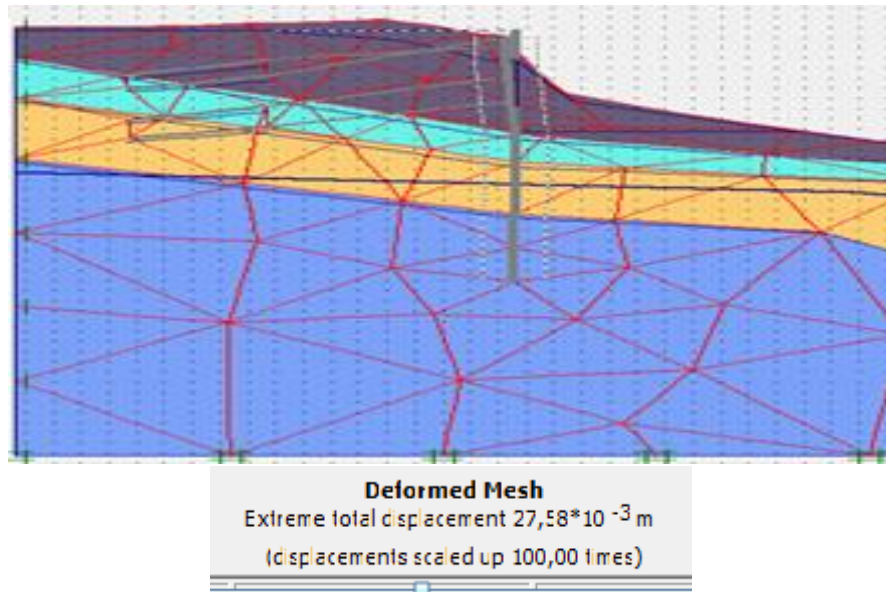


Figure IV.25. Les déformations totales de type de shadings (phase2).

❖ Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales

Phase 3 : Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales.

- Calcul Phi-c réduction.
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrained behaviour.
- Accepter le choix de l'incrément standard $M_{sf} = 0,1$.

Le coefficient de sécurité calculé pour ce talus est $\Sigma M_{sf} = 1,329$

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step	58 of 193	Extrapolation factor	2,000
Multipliers		PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	0,590	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,329	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.26. Coefficient de sécurité (phase3) avant excavation.

Le coefficient de sécurité trouvé égale à 1,329 (phase3) appartient à l'intervalle [1,25-1,40] Selon le tableau I.3 le talus est en sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu important et la figure IV.25.représente le schéma de la déformation donné par le logiciel PLAXIS, les déplacements enregistrés sont : un déplacement horizontal de 9,27 mm, un déplacement vertical de 27 mm

➤ **Avec chargement**

❖ **Calcul du déplacement après la mise en place de la charge avant excavation**

Phase 4 : Calcul plastique.

- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrained behaviour.
- Choisir l'option staged construction dans le menu loading input.
- Activer la surcharge.

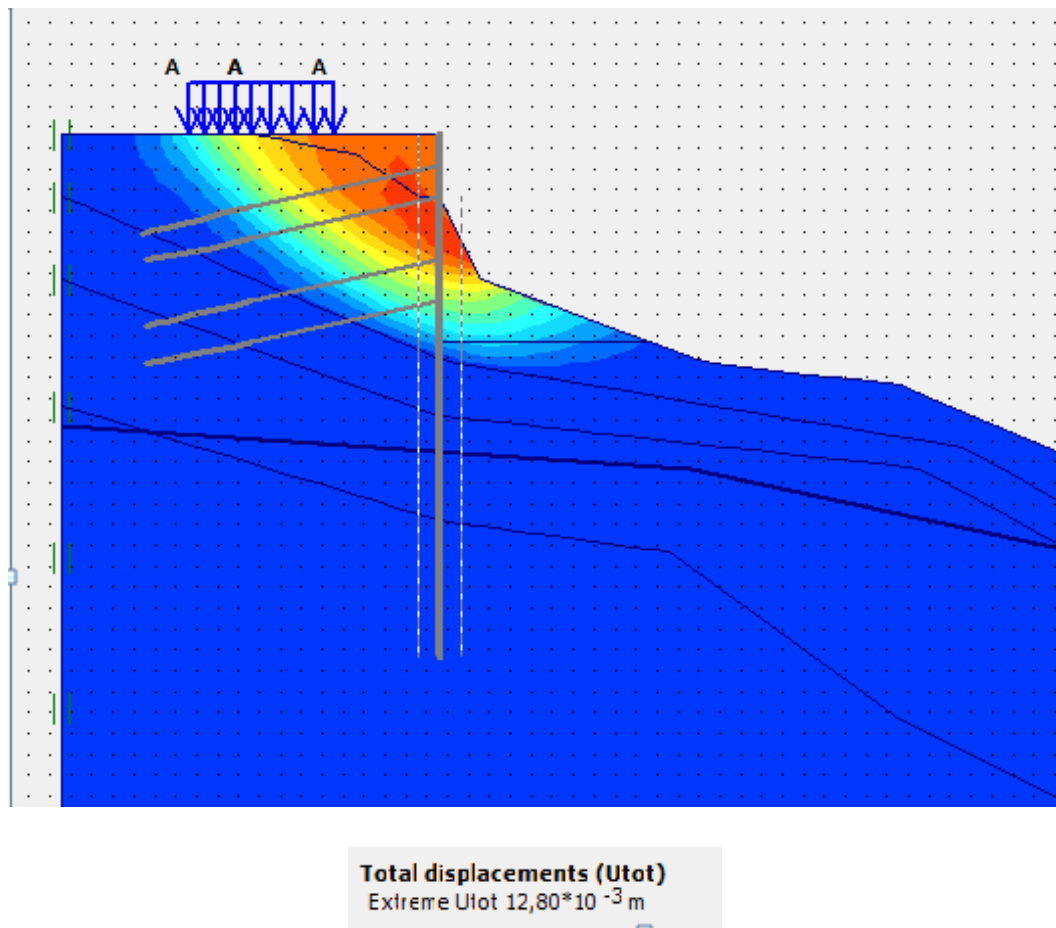


Figure IV.27. Les déplacements totaux de type de shadings (phase4)

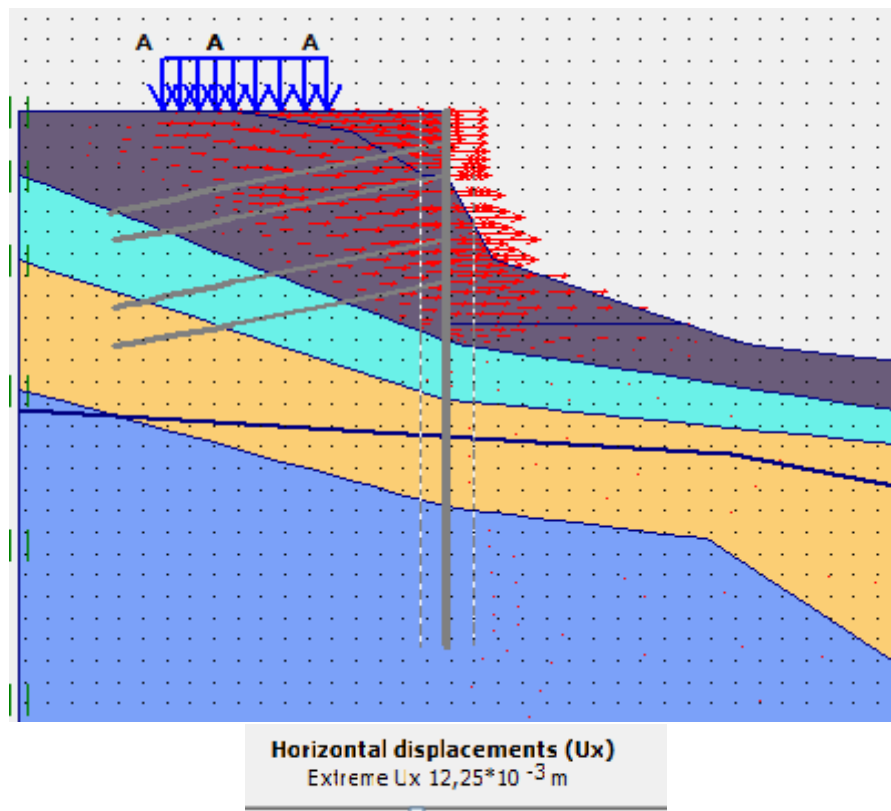


Figure IV.28. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase4)

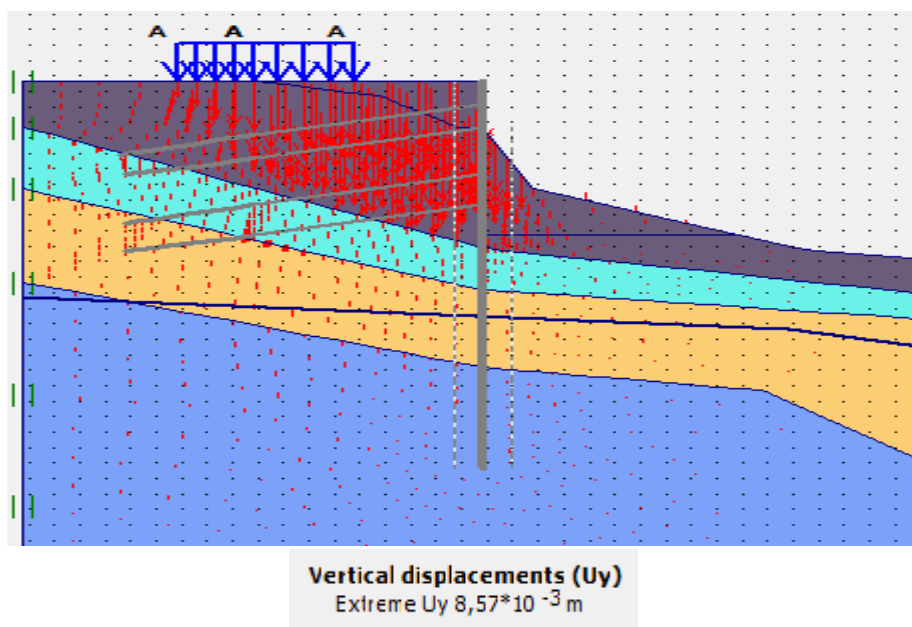


Figure IV.29. Les déplacements verticaux (Uy) (phase4)

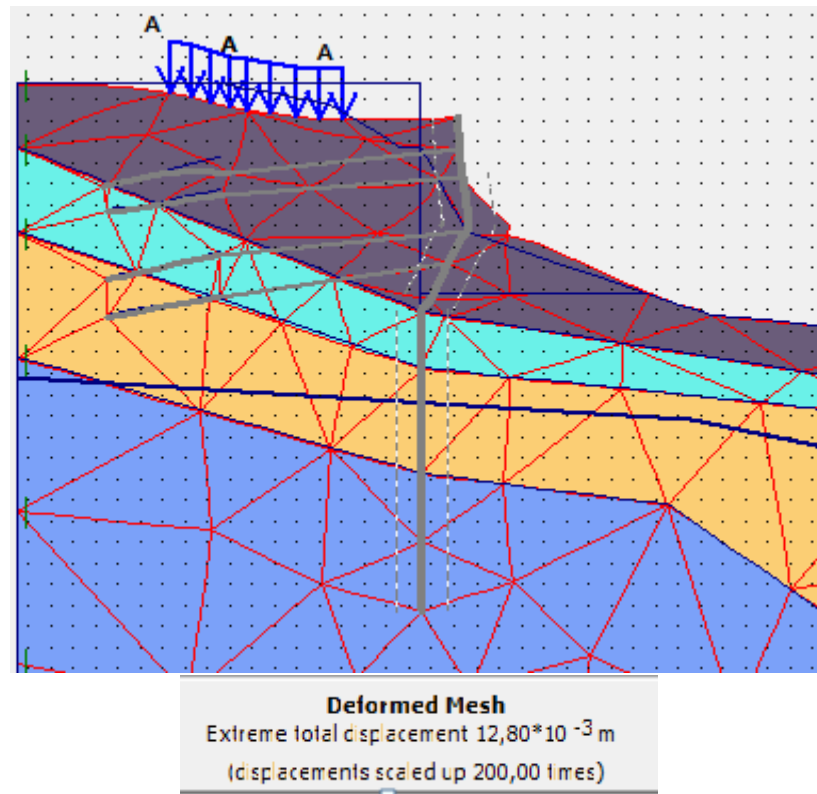


Figure IV.30. Les déformations totales de type de shadings (phase4).

❖ Calcul du coefficient de sécurité après avoir activé la surcharge

Phase 5 : Calcul de Phi-c réduction.

- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrained behaviour.
- Accepter le choix de l'incrément standard $Msf = 0,1$.
- Le coefficient de sécurité calculé pour ce talus est $\Sigma Msf = 0,997$

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	99 of 193	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	0,590	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	0,997	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.31. Coefficient de sécurité avant excavation (phase5).

Le coefficient de sécurité trouvé est égale à 0,997=1 Selon le tableau I.3letalus est en sécurité contestable la présence de la surcharge a une influence directe sur la stabilité du terrain (diminution du facteur de sécurité) et la figure IV.30.représente le schéma de la déformée donné par le logiciel PLAXIS, les déplacements enregistrés sont : un déplacement horizontal de 12,25 mm, un déplacement vertical de 8, 57 mm.

➤ Partie II : Après excavation

IV.4. 3.2.Etude de la stabilité du talus après excavation

❖ Calcul du déplacement apres les travaux d'excavation etl'activation de la charge

Phase 6 : activer la charge

- Calcul plastique.
- Choisir la phase 1 comme phase initiale.
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Choisir l'option staged construction.
- Activer la charge après les travaux d'excavation à partir du bouton define.

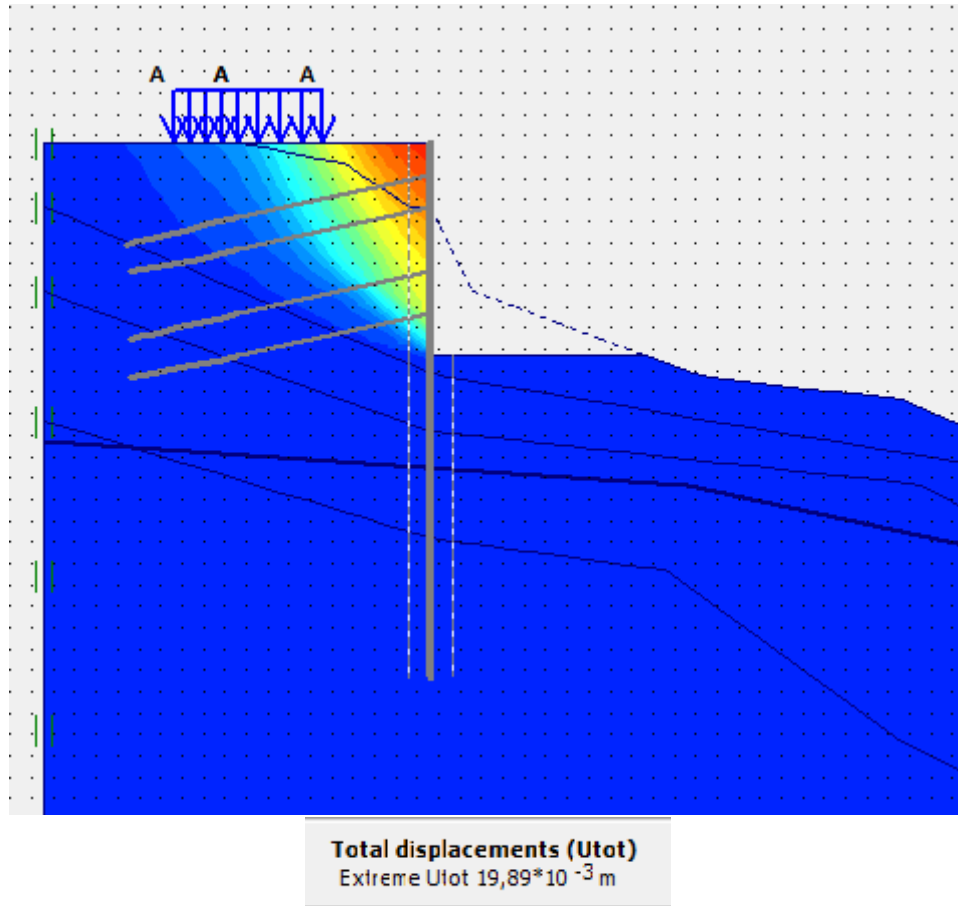


Figure IV.32. Déplacement total (phase 6).

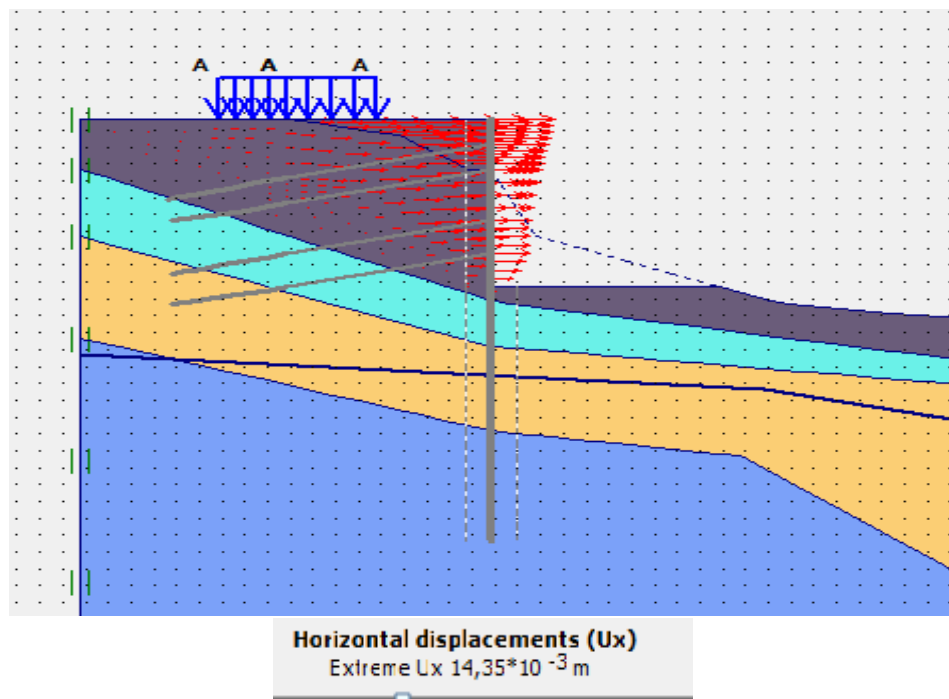


Figure IV.33. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase 6).

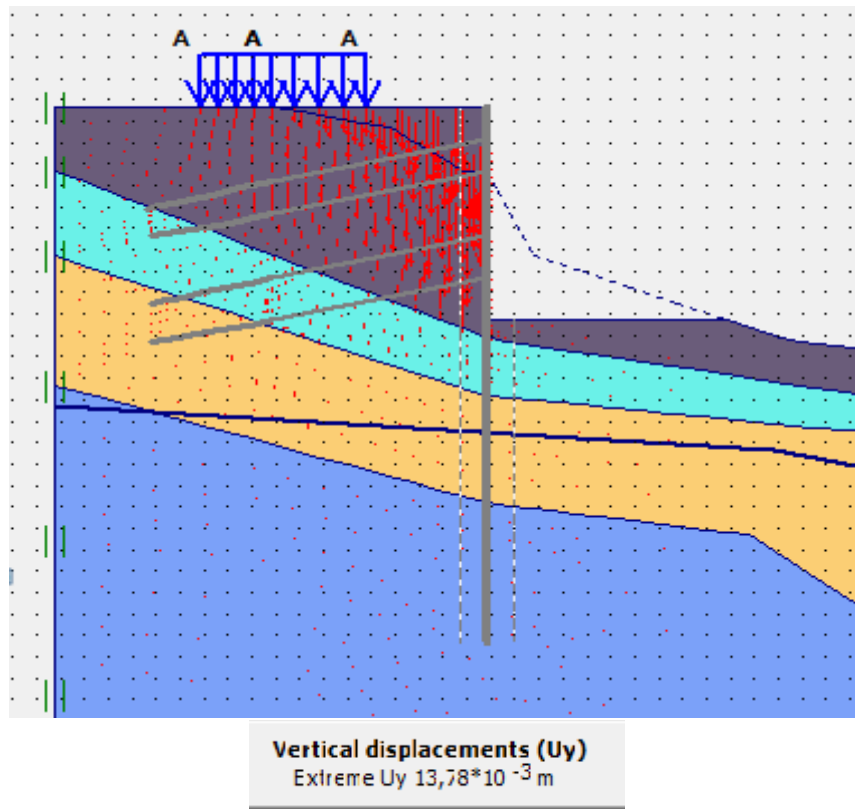


Figure IV.34. Les déplacements verticaux (Uy) (phase 6).

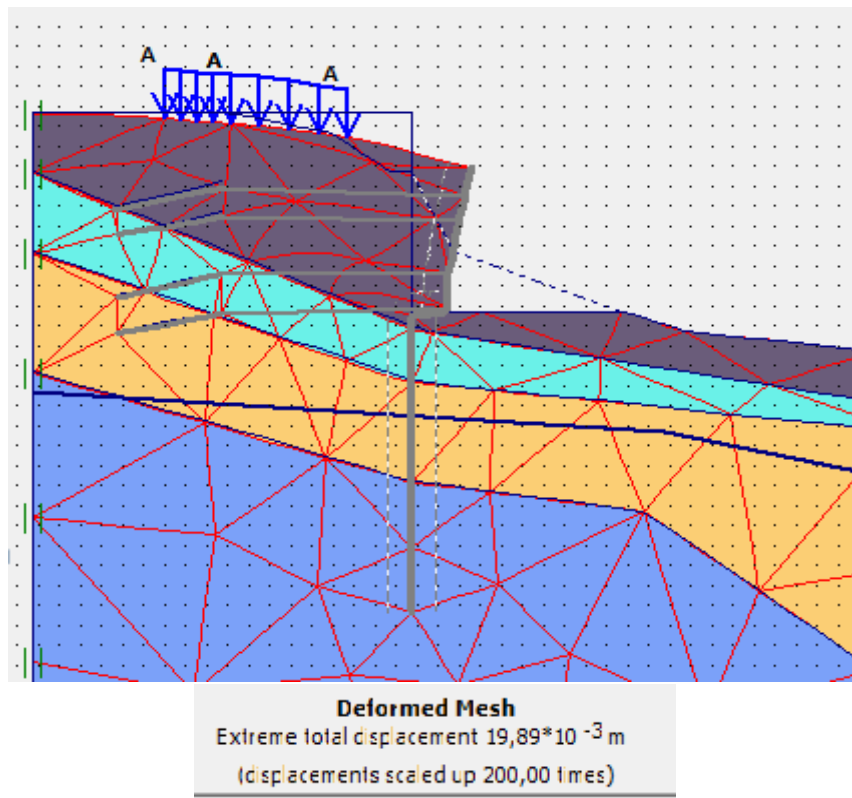


Figure IV.35. Les déformations totales de type de shadings (phase 6)

- ❖ Calcul du coefficient de sécurité âpre les travaux de terrassement et activer de la charge

Phase 7 : Calcul du coefficient de sécurité aprèsl' activation de la charge

- Calculer Phi-c réduction
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Accepter le choix de l'incrément standard Msf= 0,1.

Le coefficient de sécurité calculé pour cette phase est $\Sigma Msf=0,463$.

Step Info		Multipliers	
Step	150 of 193		
PLASTIC STEP			
Extrapolation factor	1,000		
Relative stiffness	0,000		
Multipliers		Incremental Multipliers	Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 0,590
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	-0,001	Σ -Msf: 0,463
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.36. Coefficient de sécurité (phase 7)

Le coefficient de sécurité trouvé égale à 0,463, il est inférieur à 1, selon le tableau I.3le talus est en état de danger (ce qui signifie que le talus est instable). La présence de la surcharge et de l'excavation a une influence directe sur la stabilité du terrain (diminution du facteur de sécurité), la figure IV.35.représente le schéma de la déformée donné par le logiciel PLAXIS, les déplacements enregistrés sont : un déplacement horizontal de 14,35mm, un déplacement vertical de 13,78mm.

➤ **Partie III : Après excavation**

IV.4. 3.3.Proposition des solutions de confortement

On propose un confortement selon solution possibles (renforcement par pieu et renforcement par pieu+ tirants d'ancrage) ;

Le coefficient de sécurité F_s , qui nous indiquera l'état de stabilité de terrain, a été calculé à l'aide du logiciel PLAXIS.

- confortement par pieux

La modélisation des pieux, de dimension : **Diamètre** : 1 m, **longueur** : 25 m, **espacement**: 1,3m.

- Les caractéristiques de pieux

Tableau IV.2. Propriétés des pieux.

Paramètres	Désignations	caractéristiques
Type de comportement	Matériel type	Elastique
Rigidité normale (KN/m)	EA	$3 * 10^7$
Rigidité de flexion (kN.m ² /m)	EI	$2,5 * 10^6$
Diamètre (m)	D	1
Poids du model équivalent (KN/m/m)	W	4
Coefficient de poisson	ν	0.2

Avec :

L'inertie: $I = \frac{\pi D^4}{64}$;

Input parameters for plates

- Flexural rigidity $EI = E \cdot \frac{h^3 \cdot b}{12}$ (b=1 m)
- Normal stiffness $EA = E \cdot h \cdot b$ (b=1 m)
- Element thickness $d = h = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$

b = 1 m in plane strain
b = 1 meter in axisymmetry

PLAXIS FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES

Figure IV.37. les paramètres d'entrées d'un pieu

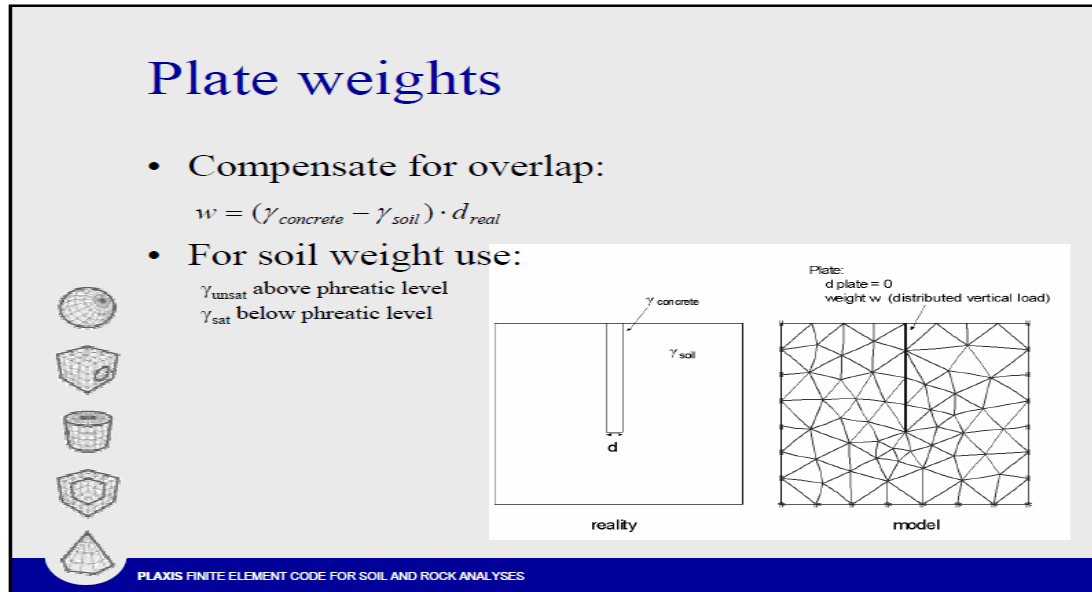


Figure IV.38.la masse d'un pieu

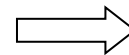
Parement:

On prend

B=1m, h=1m, E=30000 MPa, $\gamma_{b\acute{e}to}=24\text{kN}/\text{m}^3$.

$\gamma_{sol} = 20 \text{ KN/m}$, $w = 4\text{kN/m}$

Donc



EA=3000E+07 KN

EI=2.500E+06KN.²

❖ Calcul du déplacement après la mise en place des pieux et activer la charge

Phase 8 : Mise en place des pieux.

- Calcul plastique.
- Choisir la phase 1 comme phase initiale.
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Choisir l'option staged construction.
- Activer la charge et les pieux à partir du bouton Define.

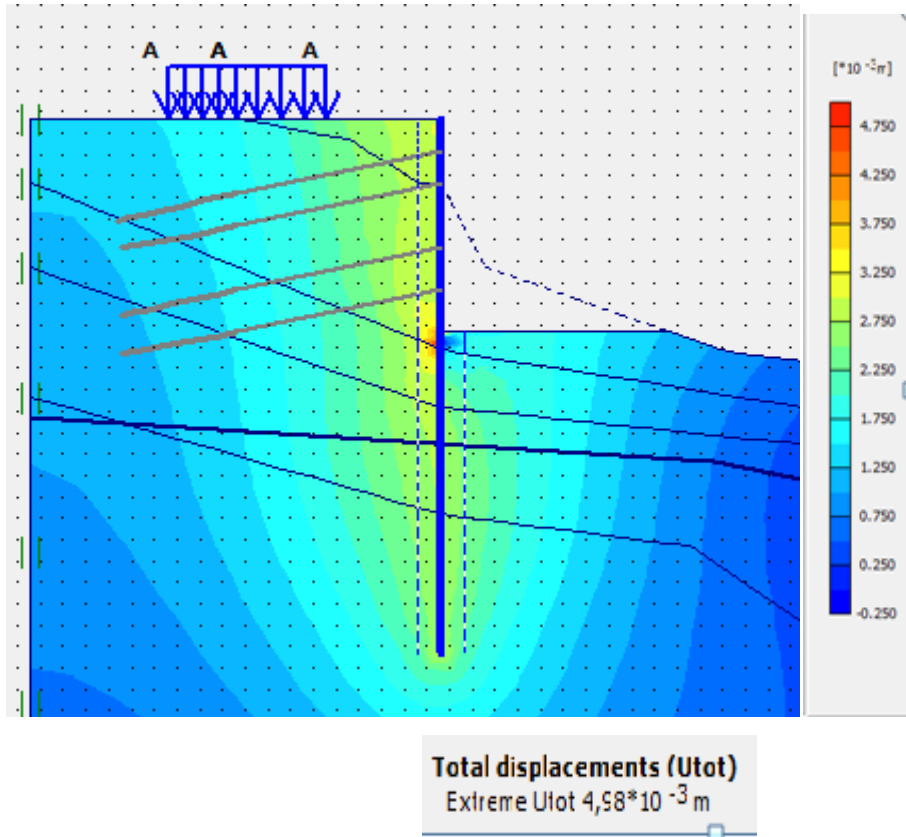


Figure IV.39. Déplacements totaux (phase 8).

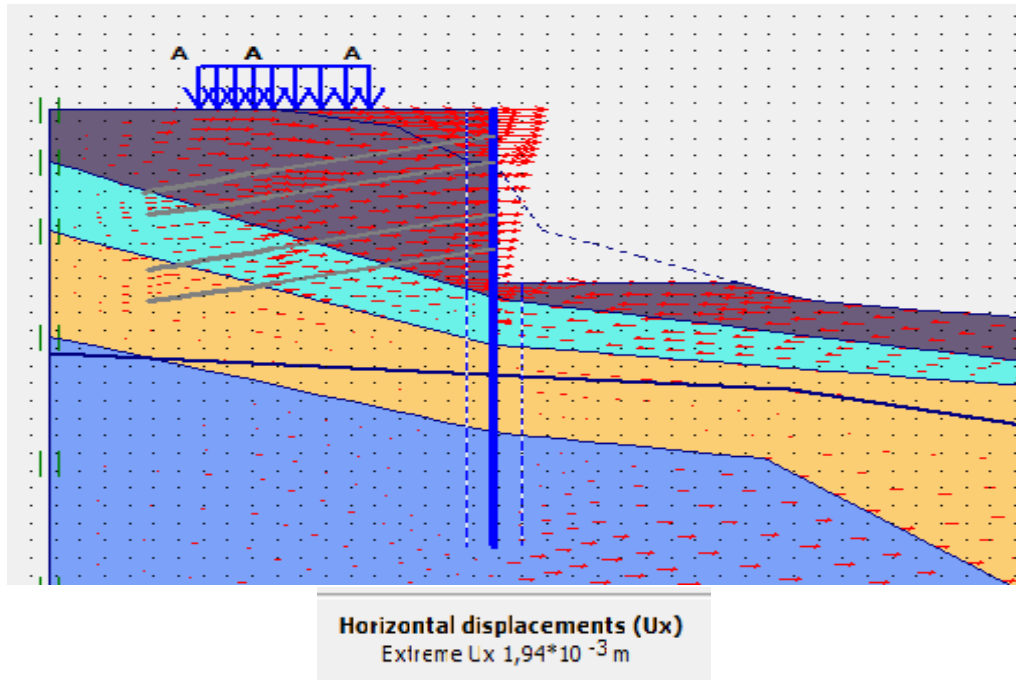


Figure IV.40. Les déplacements horizontaux (U_x) (phase 8).

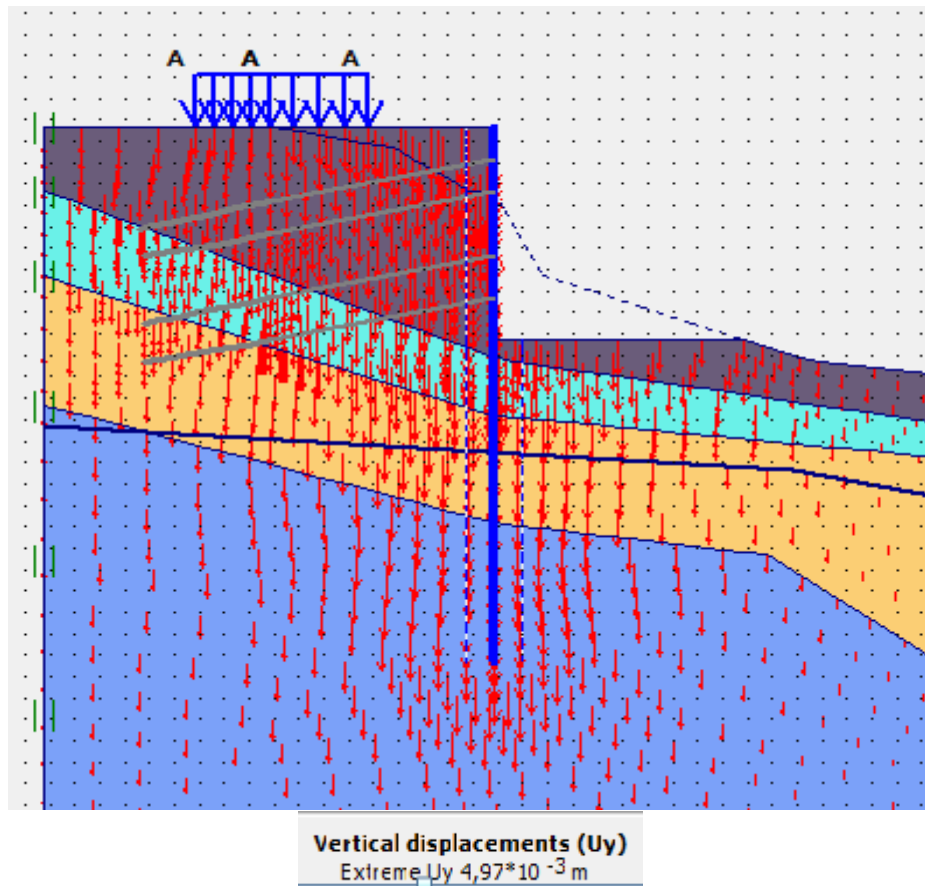


Figure IV.41. Les déplacements verticaux (Uy) (phase8).

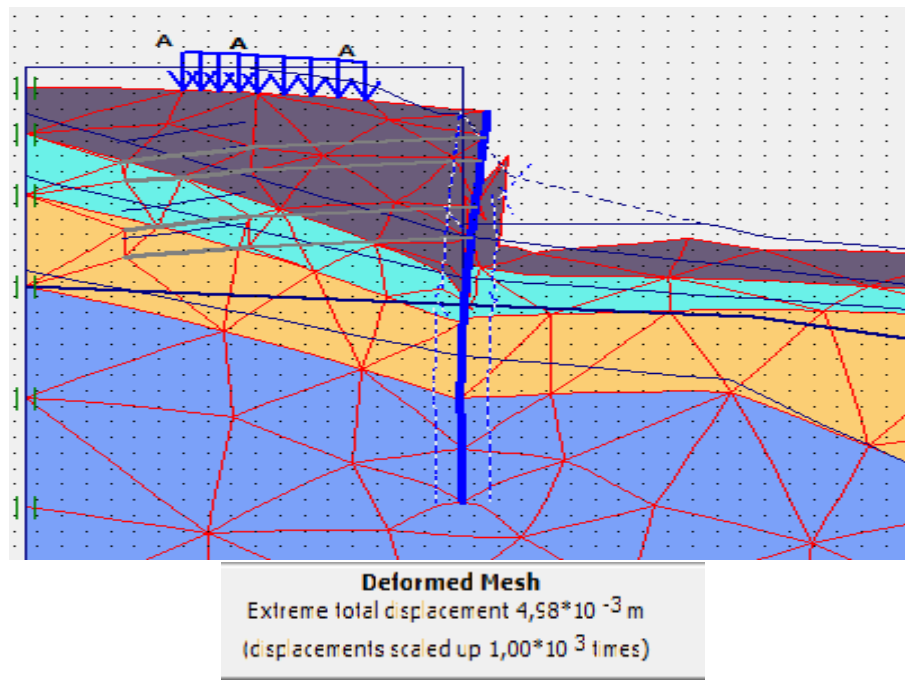


Figure IV.42. Les déformations totales de type de shadings (phase8).

❖ Calcul du coefficient de sécurité après la mise en place des pieux et activer la charge

Phase 9 : Calcul du coefficient de sécurité en présence des pieux

- Calcul de Phi-c réduction
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Accepter le choix de l'incrément standard Msf= 0,1.

Le coefficient de sécurité calculé pour cette phase est $\Sigma Msf=0,902$

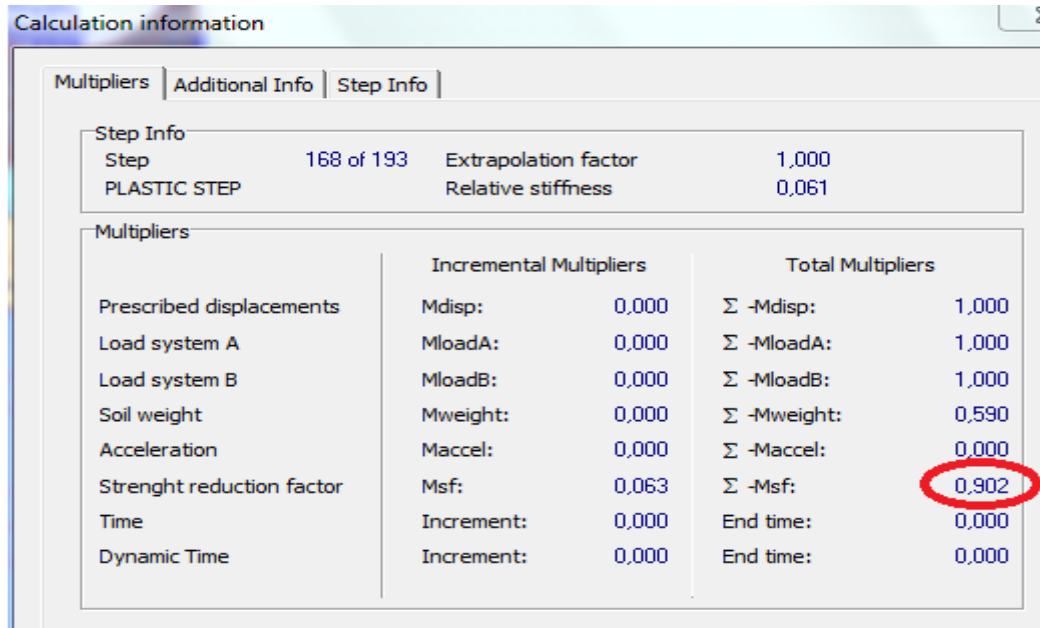


Figure IV.43. Coefficient de sécurité (phase8).

Le coefficient de sécurité trouvé $Fs=0,902$ est inférieur à 1 donc on constate selon le tableau I.3 que le talus est en état de danger (inférieur à 1.5 ce qui signifie que le talus est instable), nous remarquons une augmentation du facteur de sécurité dans la méthode de renforcement par pieux. La figure IV.42 représente le schéma de la déformée donné par le logiciel PLAXIS, les déplacements enregistrés sont : un déplacement horizontal de 1,94 mm, un déplacement vertical de 4,97 mm.

• **Confortement par tirant d'ancrage**

- **Propriétés des tirants d'ancrages**

Les tirants d'ancrage trouvés selon la modélisation ont les dimensions suivantes :

On propose 4 tirants verticaux : T1=1,5m, T2=3m, T3=6m et T4=8m

On a P=115,38kN/m

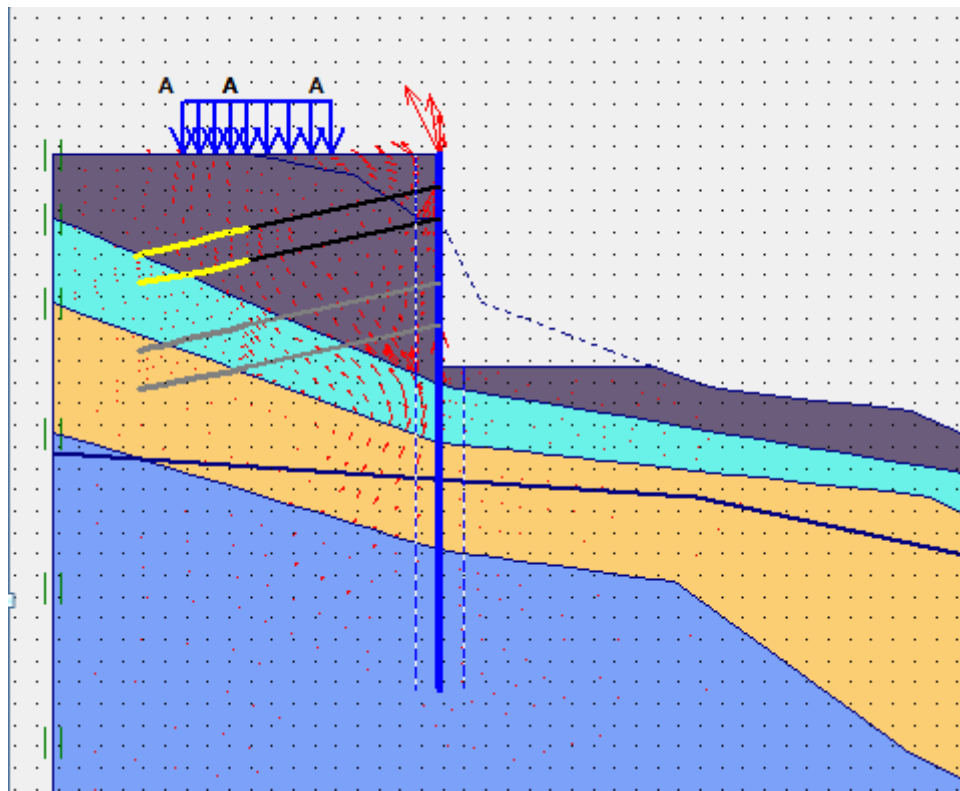
Tableau IV.3. Propriétés des tirants d'ancrage.

La rigidité normale (EA)	$2 \cdot 10^5$ kN/m
L'espacement	2,6 m
Longueur total(17)	17m
L'inclinaison	12°

❖ Calcul le déplacement après la mise en place des pieux et activer la charge et les tirants N1 et N2

Phase10 : Mise en place des pieux et des tirants N1 et N2.

- Calcul plastique.
- Choisir la phase 1 comme phase initiale.
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Choisir l'option staged construction.
- Activer la charge, les pieux et tirant à partir du bouton define.



Total displacements (Utot)
 Extreme Utot $693,78 \cdot 10^{-6}$ m

Figure IV.44. Déplacement total (phase 10).

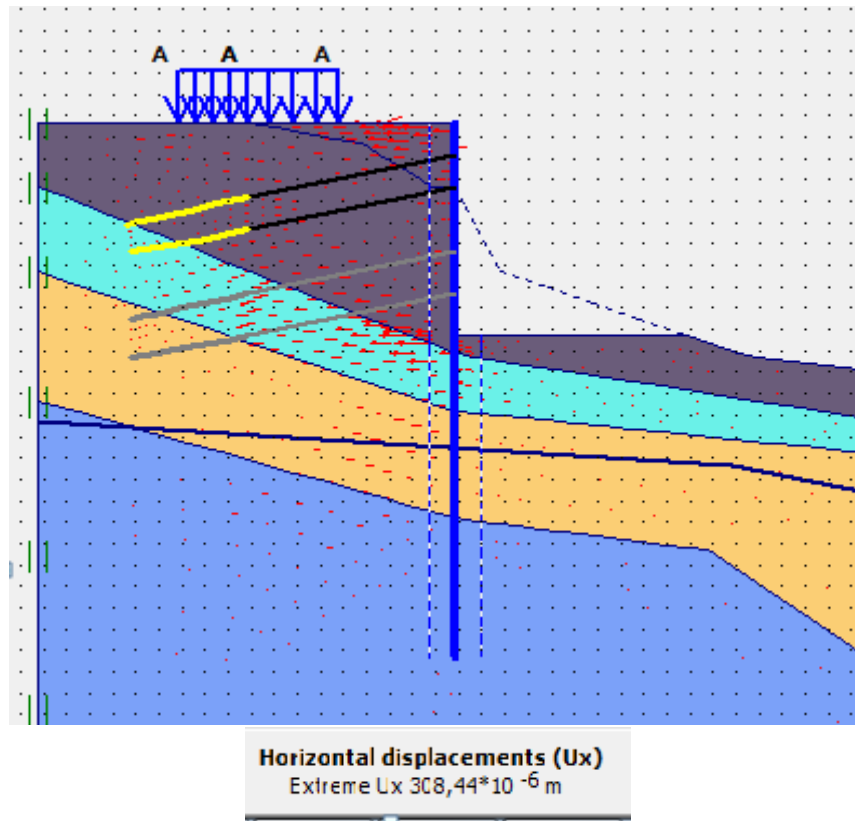


Figure IV.45. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase10).

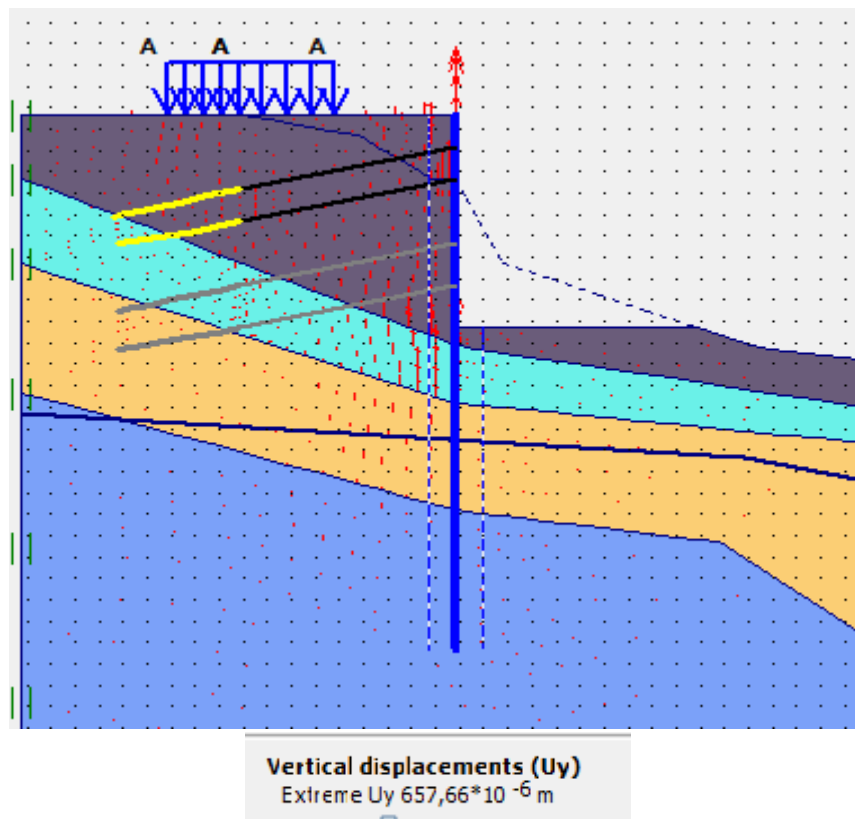


Figure IV.46. Les déplacements verticaux (Uy) (phase10).

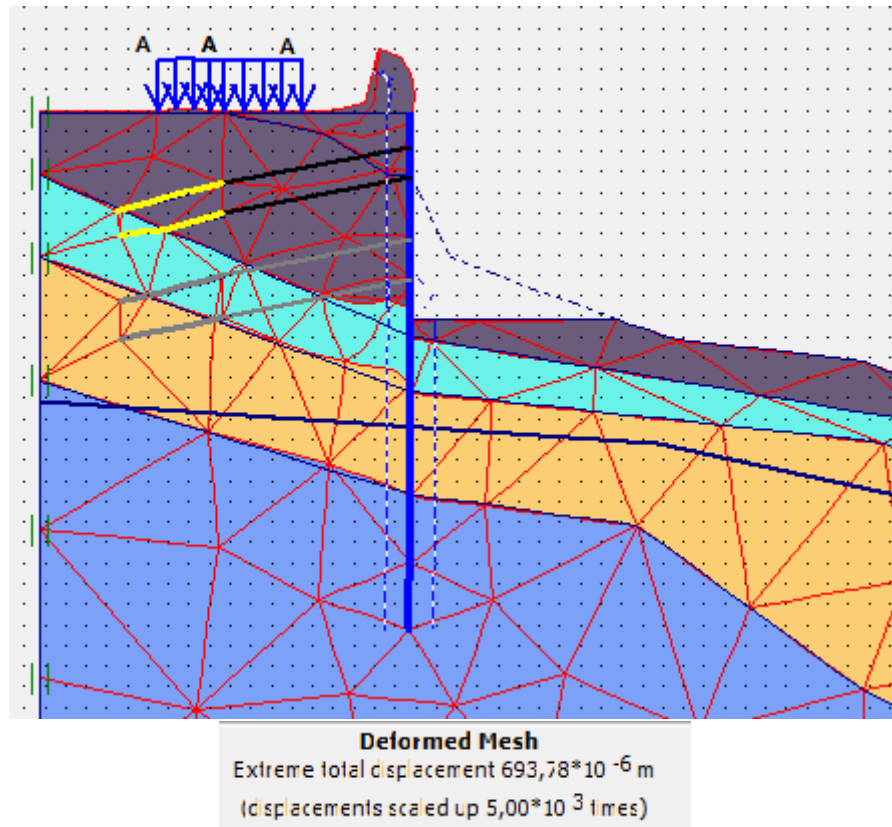


Figure IV.47. Les déformations totales de type de shadings (*phase10*).

- Calcul du coefficient de sécurité après la mise en place des pieux, l'activation de la charge et les tirants N1 et N2

Phase 11 : Calcul du coefficient de sécurité en présence des pieux

- Calcul Phi-c réduction
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Accepter le choix de l'incrément standard $M_{sf} = 0,1$.
- Les déplacements totaux de type de shadings

Le coefficient de sécurité calculé pour cette phase est $\Sigma M_{sf} = 1,3$

Calculation information			
Multipliers		Additional Info	Step Info
Step Info			
Step	180 of 193	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,190
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 0,590
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,031	Σ -Msf: 1,300
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.48.Coefficient de sécurité (phase 11)

Le résultat du facteur de sécurité $F_s=1,30$ (phase10) est dans l'intervalle [1,25-1,40], selon le tableau I.3 le talus est dans l'état d'une sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants et la figure IV.47 représente le schéma de la déformée donné par le logiciel PLAXIS.

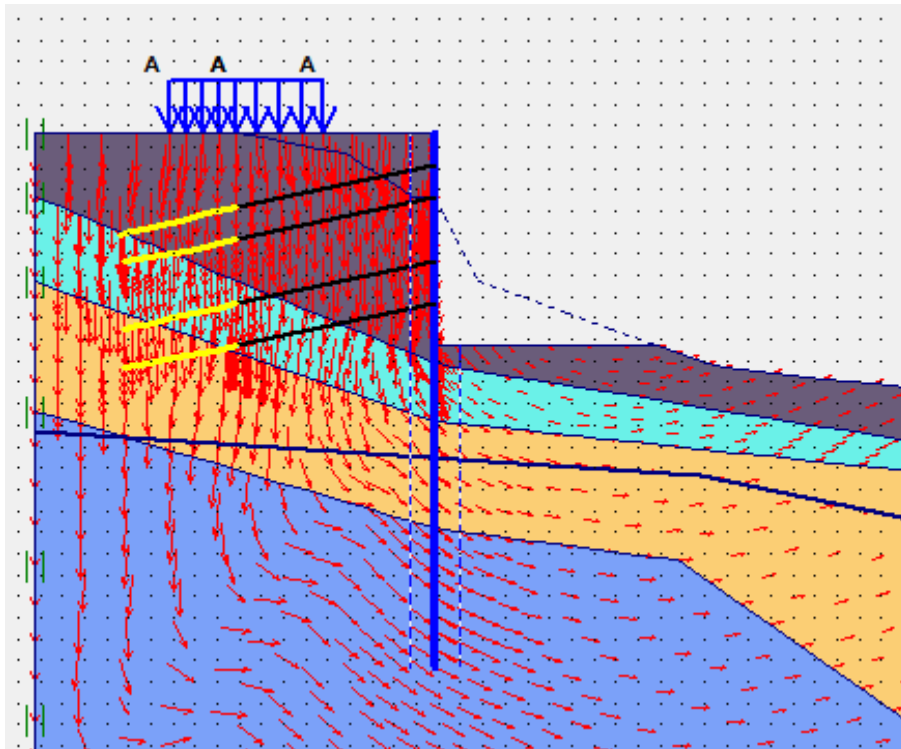
Les déplacements enregistrés sont : un déplacement horizontal de 0.31mm, un déplacement vertical de 0.66mm.

❖ **Calcul le déplacement après la mise en place des pieux et activer la charge ET LES TIRANTS N1, N2, N3, ET N4**

Phase12 : Mise en place des pieux.

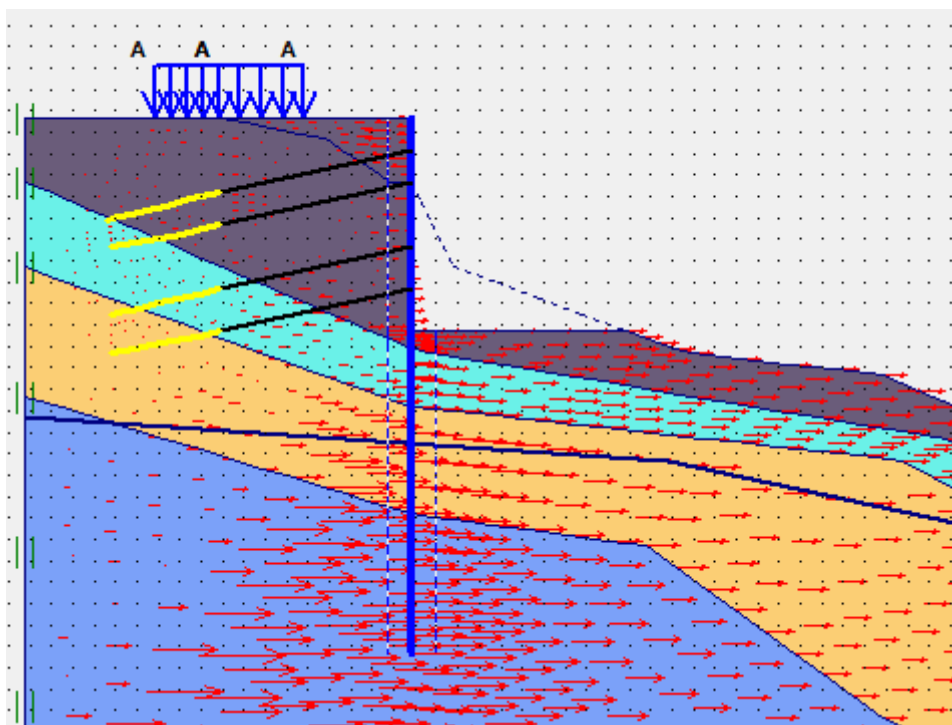
Calcul plastique.

- Choisir la phase 1 comme phase initiale.
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Choisir l'option staged construction.
- Activer la charge, les pieux et tirant à partir du bouton define.
- Les déplacements totaux de type de shadings



Total displacements (Utot)
 Extreme Utot $233,91 \cdot 10^{-6}$ m

Figure IV.49. Déplacements totaux (phase 12)



Horizontal displacements (Ux)
 Extreme Ux $80,97 \cdot 10^{-6}$ m

Figure IV.50. Les déplacements horizontaux (Ux) (phase12).

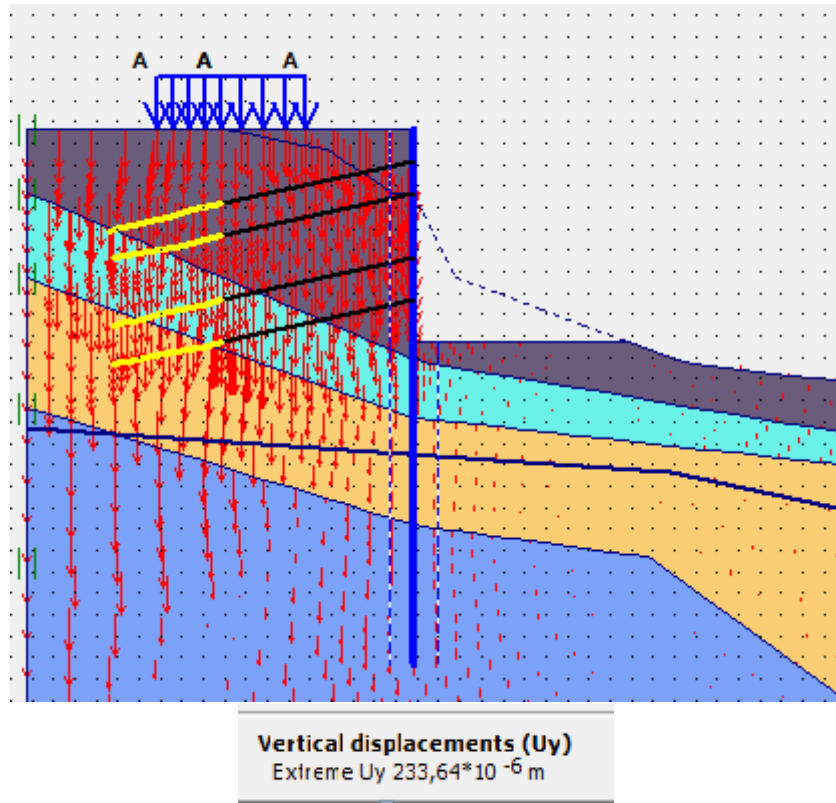


Figure IV.51. Les déplacements verticaux (Uy) (phase12).

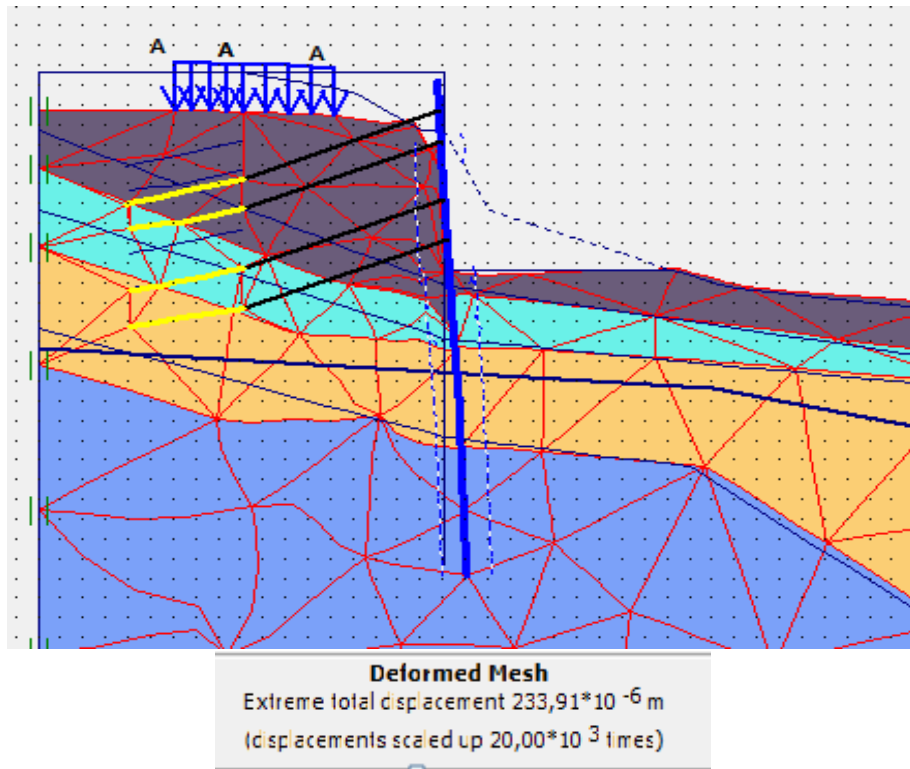


Figure IV.52. Les déformations totales de type de shadings (phase12).

- ❖ Calcul du coefficient de sécurité après la mise en place des pieux, activer la charge et les tirants N1, N2, N3, et N4

Phase13 : Calcul du coefficient de sécurité en présence des pieux, l'activation de la charge et les tirants N1, N2, N3, et N4

- Calcul de Phi-c réduction
- Activer les deux options Reset displacements to zero et Ignore undrainedbehaviour.
- Accepter le choix de l'incrément standard Msf= 0,1.

Le coefficient de sécurité calculé pour cette phase est $\Sigma Msf=1,936$

calculation information					
Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	193 of 193	Extrapolation factor	1,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,083		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000	
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000	
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000	
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	0,590	
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000	
Strenght reduction factor	Msf:	0,068	Σ -Msf:	1,936	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.53. Coefficient de sécurité (phase 13)

On a trouvé un résultat de facteur de sécurité égale à $F_s=1,936$ qui est supérieur à 1,40, on constate que le talus est dans un état de sécurité satisfaisante selon le tableau I.3, le talus est donc stable après confortement par pieux et quatre tirants d'ancrage puisque $F_s > 1.5$

Interprétation des résultats

- On remarque que, pour les deux méthodes de confortement, les résultats d'analyse de la stabilité obtenus montrent que le coefficient de sécurité est supérieur à (1,5) et ce dès la phase deux du tirant d'ancrage, ce qui veut dire que le talus se trouve dans un état d'équilibre stable.
- On remarque que F_s varie entre [0.709-1,695], le talus est instable avant l'excavation selon le tableau I.3, le coefficient de sécurité F_s était inférieur à 1,5.

- même après l’excavation $F_s = 0.709$.Pour cela on applique les méthodes de confortement et nous remarquons une augmentation du coefficient de sécurité jusqu’à ce qu’il atteigne la stabilité dans la phase 11 (avec quatre tirants d’ancrage).

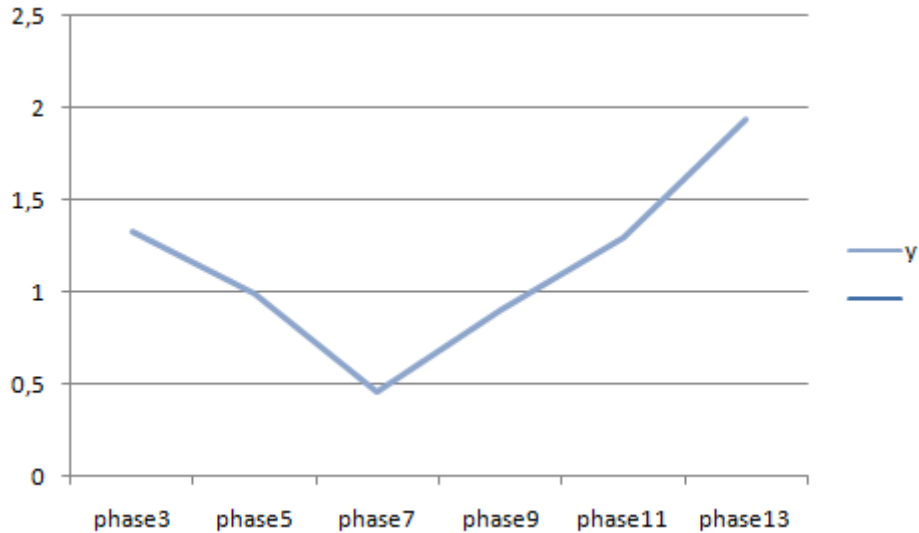


Figure IV.54. Variation du coefficient de sécurité selon les phases de calcul

Les différents déplacements (total, U_x , U_y) enregistrés, permettent d’apprécier le comportement du massif renforcé.

IV.5. Conclusion

Le logiciel TALREN permet de déterminer la rupture du cercle de glissement et la ligne de glissement ainsi que le calcul du coefficient de sécurité.

Le logiciel PLAXIS permet de déterminer les déplacements (totaux, horizontaux et verticaux) du massif renforcé ainsi que le champ de contraintes et nous aide à calculer le coefficient de sécurité.

Sur le plan technique, l’étude de confortement montre bien que les deux méthodes utilisées sont efficaces pour la stabilité du talus.

Les résultats obtenus du coefficient de sécurité après le confortement, pour les deux variantes utilisées sont acceptables.

tableau IV.4.comparaison entre les résultats du coefficient de sécurié trouvés à l’aide des deux logiciels

Facteurs de sécurité								
logiciel	Etat initial (sans chargement)	Avec chargement	Après excavation	Avec pieux	Avec tirant d’ancrage 1	Tirant d’ancrage 2	Tirant d’ancrage 3	Tirant d’ancrage 4
TALREN	0,96	0,73	0.38	1,14	1.25	1.38	1.54	1.73
PLAXIS	1.32	1	0.46	0.9	1.3		1.93	

Conclusion générale

Ce travail de fin d'étude nous a permis de connaître et acquérir la méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain (localisé à 48 logements promotionnels EL ACHOUR Alger) dans le domaine de la géotechnique et avoir une base sur laquelle on s'appuie au futur, pour traiter les problèmes liés au sol.

L'étude de ce phénomène est faite par une analyse numérique à l'aide de deux logiciels à savoir : le logiciel « TALREN » et le logiciel « PLAXIS ».

On a établi avec le logiciel TALREN une étude de stabilisation pour déterminer les facteurs de sécurité et les profondeurs de la ligne de glissement. Quant à PLAXIS, il montre le privilège d'employer la méthode des éléments finies pour des problèmes de stabilité des pentes, à savoir pouvoir déterminer les déplacements, les contraintes, les déformations, le coefficient de sécurité en n'importe quel point du massif.

Au terme de ce travail de recherche, nous pouvons conclure les points principaux suivant :

- Le glissement de terrain est un phénomène très dangereux et très compliqué à étudier car il fait intervenir beaucoup de paramètres à prendre en compte.
- Les modèles de comportement de sols sont nombreux mais l'utilisateur doit veiller à utiliser les paramètres géotechniques les plus proches de la réalité du terrain (drainé, non drainé, saturé,...)
- La méthode des éléments finie est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui à cause de leur nature respective, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique
- Une modélisation numérique précise des ouvrages permettra une meilleure compréhension de leur comportement.

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilisation des pentes par pieux et tirants d'ancrage peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème de glissement de terrain.

Les principaux résultats déduits de notre étude :

- L'excavation est l'élément déclencheur de l'instabilité qui a marqué une grande diminution du facteur de sécurité.
- L'installation des pieux a permis de remédier l'instabilité à 0.902 par PLAXIS et 1.14 par TALREN.
- L'ajout des tirants d'ancrage a conduit à une stabilité maximale du talus avec un coefficient de sécurité de 1.93 par PLAXIS et 1.73 par TALREN.

Références bibliographiques

- [1] : <http://www.mementodumaire.net/les-risques-naturels/rn-3-mouvements-de-terrain/>
- [2]:<http://ici.radio-canada.ca/nouvelle/800563/forages-saskatoon-affaissement-glisement-terrain-travaux>.
- [3]: **M'ZOUGHEM.K ; CHENAF.A.W**, Étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kbir (Sétif) ; thèse d'ingénieur, université Ferhat Abbas, 2006.
- [4] : www.memoironline.com
- [5] : **CHIBANI.M.** « Effet de l'instabilité du terrain sur le bâti cas de l'université Mentouri de Constantine ». Mémoire de magister. Université de Constantine.(119 pages).
- [6] : **MAGNAN, J.P.**, Résistance au cisaillement, article n°3.
- [7] : **Sébastien.M ; François-Xavier.G.** Rapport de sol laboratoire soummam dossier N 02/EG/2012
- [8] : www.clubmemoire.com
- [9] : www.memoironline.com
- [10] : http://public.iutenligne.net/geniecivil/geotechnique/fauqueux/palplanches/co/Palplanches_15.html
- [11] : **Bennamane.M ; Benkessiouer.C** .Mémoire 'Etude de soutènement de la desserte ferroviaire entre la halte de Bab Ezzouar et l'aéroport d'Alger' Université SAAD DAHLEB BLIDA
- [12]:<https://www.slideshare.net/OussamaBouamra/analyse-et-modlisation-des-glisements-de-terrains-parc-dounya>
- [13] : **Habib,P.**(1997) Génie Géotechnique-application de la mécanique des sols et des roches.Ed.Ellipses.Paris
- [14] : **SANGLERAT.G.** Problème mécanique des sols et de fondation.
- [15] : **Abdou.C.** Etude géotechnique de stabilisation de glissement de terrain dans la région Arafrac Beni Mimoune commune Ouled Yahia Khadrouche Wilaya de Jijel.
- [16] : **Hassan A.** Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements Mezghitane (jijel), mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia.
- [17] : **Hamadou.N.** Risque liés aux mouvements de terrain dans Tell Constantinois mémoire de magistère, Université Batna.
- [18] : **Dib.S.** Mémoire d'ingénieur, (2012), <Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain de NACIRIA, W de BOUMERDES>, ENTTP

Appendice A :Mouvement de pente à El Achour



Figure a) Mouvement de terrain à El Achour



Figure b) Mouvement de terrain à El Achour



Figure c) Mouvement de terrain à El Achour

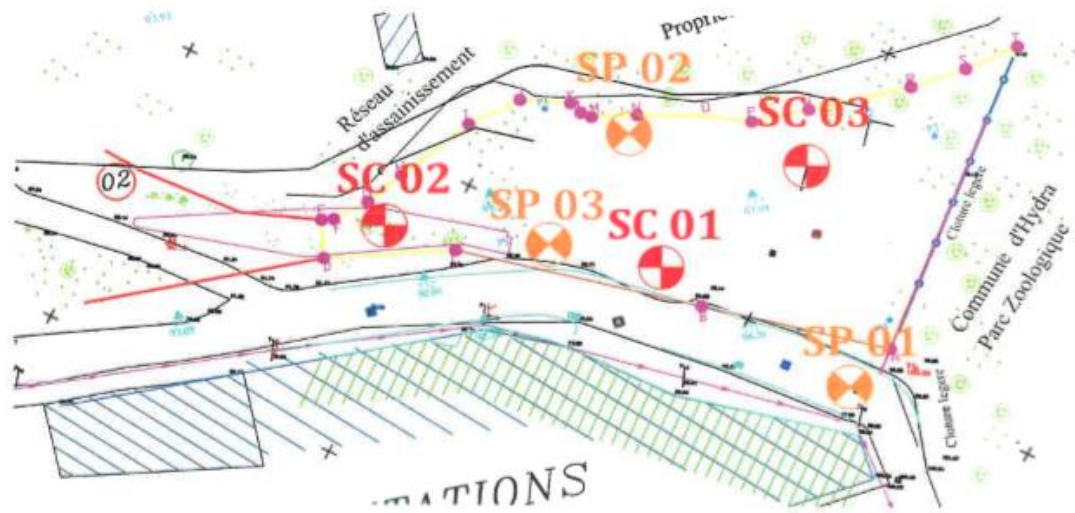


Figure d)Mouvement de terrain à El Achour

Appendice B : coordonnées du profil

	N° point	X(m)	Y(m)
Profil	0	-5	39
	1	-5	45
	2	-5	49
	3	-5	52
	4	4	52
	5	9	51
	6	12	49
	7	15	45
	8	26	41
	9	35	41
	10	43	38
	11	47	34
	12	50	33
	13	55	34
	14	58	33
	15	64	32
	16	64	30
	17	64	28
	18	64	13
	19	-5	10
	20	64	10
	21	35	24
	22	47	18
	23	36	36
	24	47	30
	25	14	41
	26	38	38
	27	47	32
	28	24	32
	29	1	52
	30	13	49
	31	13	41,211
	32	13	38,5
	33	13	33,5
	34	23,029	42
	35	4	42
	36	1,225	46,306
37	0,318	43,080	

Appendice C : Implantation des essais in situ



 Sondage carotté

 Sondage pressiométrique






Appendice D : Rapport de forage

Sondage 1 :


Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION			
1.5											Remblai.			
3.0											Argile marneuse bariolée (grise et beige).			
4.5											Argile limoneuse peu gravoleuse grise.			
6.0											Alternance entre des grès (sable grésifié) et argile fortement caillouteuse beige avec présence de concrétions de calcaire blanchâtre.			
7.5	7.00										Grès beige (sable grésifié).			
9.0	7.00										Argile finement sableuse grise.			
10.5	10.00										Argile marneuse bariolée (grise et beige).			
12.0	10.00										Fin du forage à une profondeur de 20 m.			
13.5	12.00													
15.0	12.00													
16.5	14.00													
18.0	14.00													
19.5	15.30													
21.0	15.30													
22.5	18.00													
24.0	18.00													
25.5	20.00													

REMARQUES : 	TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sclérométrie L : Lintex d'Afterberg(WL,JP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Rélus à l'enfoncement
Préparé par :	Véifié par :	21/04/2019

Sondage 2 :

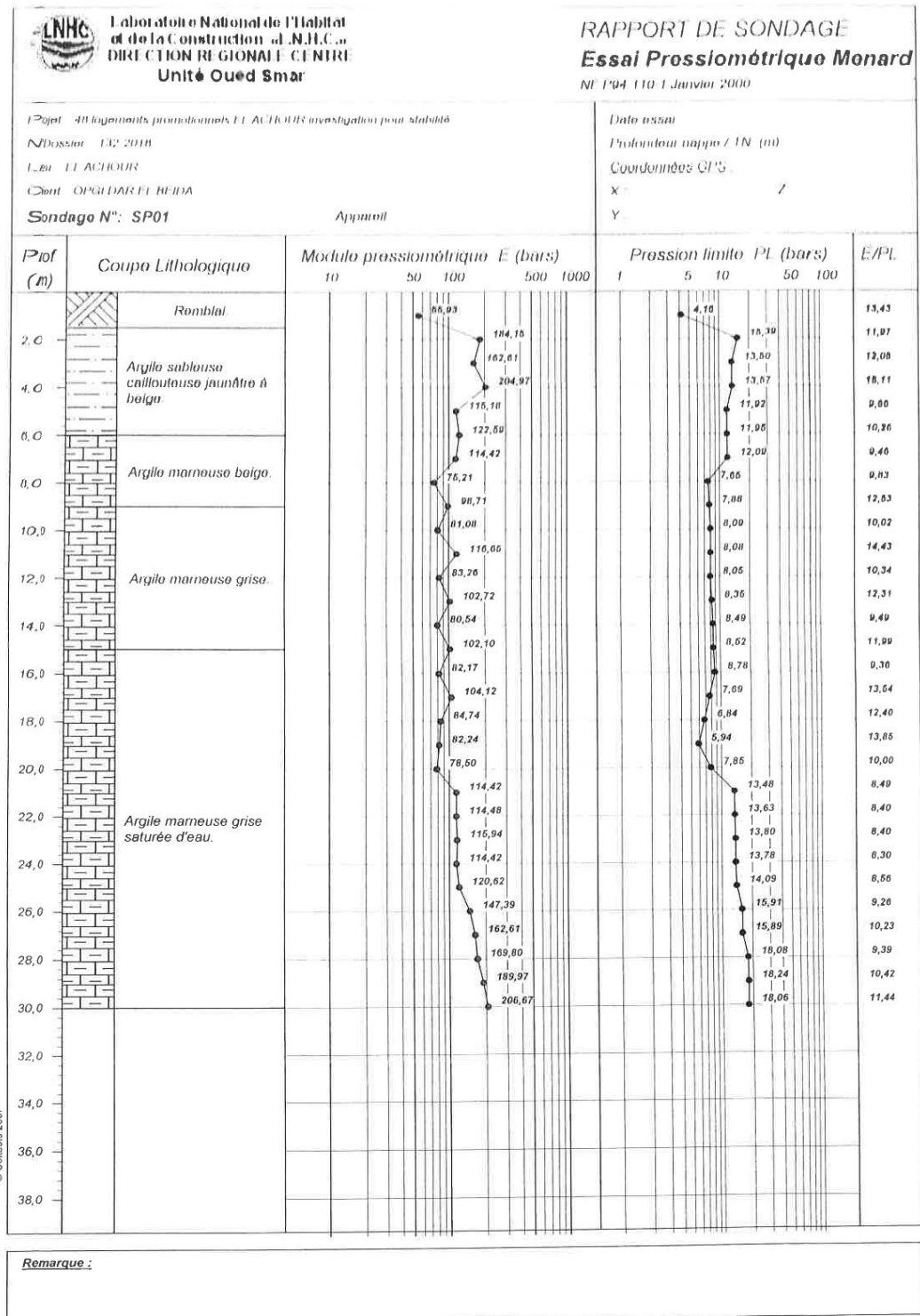
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction - L.N.H.C. - DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC02			
Projet : 48 logements promotionnels EL ACHOUR investigation pour stabilité		Dossier N° : 132 2018			
Endroit : EL ACHOUR		Client : OPOI DAR EL BEIDA			
Date d'élab. Date fin Profondeur Soles (m) : 30 Niveau d'eau (m)	Caractéristiques GPS X Y Z	Type de forage Type forage Forage	Etat des échantillons Intact  Remanié  Partiel  Fuite 		
Epaisseur (m) élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 20 50 75 100	SPT (N10 - M2)	R.C.C. T. L. (m) Carotier Etat Profondeur Echafaudage Niveau d'eau	DESCRIPTION	
20	-2.20			Remblai + chaux/fer	
40	-3.30			Argile sableuse graveleuse caillouteuse beige avec des traces de concrétions carbonatées	
60	-4.30		4.00	Argile sableuse brune	
80	-5.30		5.00		
100	-6.30			Grès calcaire altéré récupéré à l'état broyé et fragmenté	
120	-7.30		11.00		
140	-8.30		12.00	Argile sableuse bariolée (beige et grise) avec forte présence de coquillage de petite taille et quelques traces d'oxydations	
160	-9.30		14.00		
180	-10.30		15.00	Argile sableuse beige avec forte présence d'oxydation et de coquillage de petite taille	
200	-11.30		16.00		
220	-12.30		18.00	Sable consolidé (grésifié) de couleur blanchâtre et forte teneur en calcaire et de faible densité récupéré à l'état fragmenté en petite taille	
240	-13.30		19.00		
260	-14.30			Sable grossier beige dans une matrice argilo-calcaire	
280	-15.30			Sable cimenté (sables dunaires) avec présence de petite coquillage et des cristaux de calcaire récupéré à l'état fragmenté en petite taille	
300	-16.30				
320	-17.30				
340	-18.30				
360	-19.30				
380	-20.30				
400	-21.30				
420	-22.30				
440	-23.30				
460	-24.30				
480	-25.30				
500	-26.30				
520	-27.30				
540	-28.30				
560	-29.30				
580	-30.30			Fin du forage à une profondeur de 30 m.	
REMARQUES :				TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotier foré TM : Tube à piston mobile PS : Tube à piston fixe CR : Tube carotier TD : Tube ouvert	ABRÉVIATIONS : A1 : Analyse géotechnique S : Géotechnique L : Laboratoire (L.N.H.C.) W : Travail en eau PV : Procédure de validation AC : Analyse chimique GE : Qualité de l'échantillon TR : Qualité de la terre RL : Résistance à la compression OR : État naturel OR : Géotechnique M : Note à l'attention
Préparé par :		Vérifié par :			
		2/04/2018			
		Page : 1 de 1			

Sondage 3 :

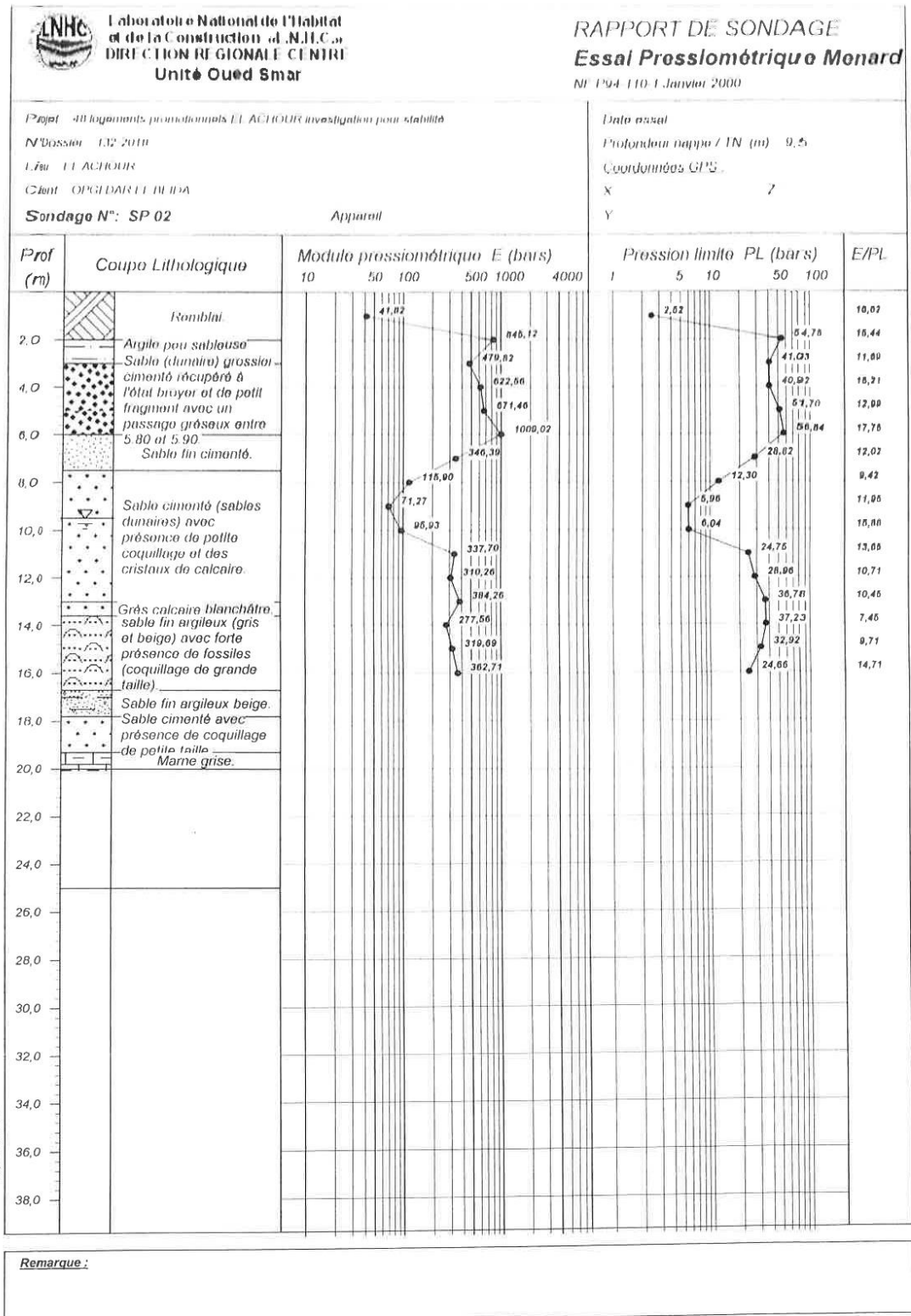
 Laboratoire National de l'habitat et de la Construction - L.N.H.C. DIRECTION REGIONALE CENTRALE Unité Oued Smar		RAPPORT DE FORAGE												
Projet : 48 logements promouvables EL ACHOUR Investigation pour stabilité Etroit : EL ACHOUR		Dossier N° : 132-2018 Client : OPGI DAR EL BEIDA Sondage : SC 03												
Date d'élab. Date fin N° de dossier (int.) : 20 Niveau (étage) (int.)	Caractéristiques LPT5 1 2 3	Type de forage Type forage Forage	Etat des déchantillons Intact Révisé Pressuré Forcé											
Echelle (m)	Cotation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 - N2)	RQD	Tubage	Carotier	Etat	Profondeur Extension	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
		25	50	75	100									
1.5	0.00												Rempais	
3.0	0.30												Argile peu sableuse bécote (beige et gris)	
4.5	0.50												Sable (dunaire) grossier cimenté récupéré à l'état broyé et de petit fragment avec un passage grésineux entre 5.80 et 5.90	
6.0	0.50												Sable fin cimenté	
7.5	0.70												Sable cimenté (sables dunaires) avec présence de petite coquillage et des cristaux de calcaire.	
9.0	0.70												Grès calcaire blanchâtre	
10.5	1.10												sable fin argileux (gris et beige) avec forte présence de fossiles (coquillage de grande taille)	
12.0	1.30												Sable fin argileux beige	
13.5	1.70												Sable cimenté avec présence de coquillage de petite taille	
15.0	1.70												Merle bécote	
16.5	1.70												Merle bécote	
18.0	1.70												Merle bécote	
19.5	1.70												Merle bécote	
21.0	1.70												Merle bécote	
22.5	1.70												Merle bécote	
24.0	1.70												Merle bécote	
25.5	1.70												Merle bécote	
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotier foré TM : Tube à piston foré PS : Tube à piston foré CR : Tube carotier TO : Tube ouvert	ABRÉVIATIONS : AG : Analyse granulométrique C : Schématisation L : Lecture d'interprétation (PI) M : Terrain sec PV : Photo Visuelle (C, S, P) AC : Analyse chimique DS : Chiffrement soignée TR : Classification Triaxial R : Résistance à la compression SB : Essai sur sol battu G : Ombre à l'aveugle R : Ratio à l'intercompteur	
Préparé par :										Vérifié par :		21/04/2019		Page : 1 de 1

Appendice E : Rapport de sondages (essai Préssiométrique Ménard)

Sondage 1 :



Sondage 2 :



Appendice F : Résultats d'essais de laboratoire

Sondage 1 :



MINISTRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
 المختبر الوطني للسكن والبناء
 LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA STRUCTURE
 L.P.L./S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA R.C. N° 001118116/00 CAPITAL DE 150.000.000 DA
 DIRECTION REGIONALE CENTRI
 UNITE OUED SMAR

Unité : Oued Smar

Structure Labo-Soi

Oued Smar le : 10/12/2010

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE

N° Dossier : 132/2010		Intitulé du projet		Etude de stabilité et Achour					
Sondage / Puits				Sc-01		Sc-01		Sc-01	
Profondeur (m)				9.5/10.10		16.3/16.6		18.1/18.5	
Densité sèche		$\gamma_d (t/m^3)$		1.67		1.60		1.54	
Teneur en eau		W (%)		23		26		29	
Degré de saturation		St (%)		98		100		100	
Densité humide		$\gamma_h (t/m^3)$		2.04		2.01		1.98	
Passants (%)	Granulométrie	5 mm		100		100		99	
		2 mm		98		99		99	
		0.08 mm		96		96		97	
	Sédimentométrie	20 μm		79		81		82	
		2 μm		34		38		38	
Limites d'Atterberg		I_p		50		52		53	
		LR (%)		25		26		27	
Indice de consistance		IC							
Équivalent de sable		E.S							
Poids spécifique		$\gamma_s (t/m^3)$							
Résultats oedométrique		Pc (Bar)							
		Cc							
		Cs							
Perméabilité		K (cm/s)							
Courbe de consolidation		E (bar)							
		$C_v (cm^2/s)$							
Gonflement Libre		Pg (Bar)							
Références Proctor		$\gamma_{d max} (t/m^3)$							
		$W_{opt} (%)$							
Indice CBR à 95 % de l'OPM		$I_{CBR} (%)$							
Résistance à la compression		R.C.S (Bar)							
Cisaillement rectiligne ou Triaxial		Type d'essai		CD Pic	Cis Rési	CD	CD		
		C (bar)		0.27	0.07	0.3	0.43		
		$\phi (^{\circ})$		16°	9°	19°	16°		

KARTOUI Samir
 LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE
 Chef Département Labo-Soi

Sondage 2 :



MINISTRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
 المخبر الوطني للسكن والبناء
 LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA STRUCTION
 E.P.E. / S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA - R.C. N°00B 13183 16/00 CAPITAL DE 150.000.000 DA

DIRECTION REGIONALE CENTRE

UNITE OUED SMAR

Unité : Oued Smar

Structure Labo-Sol

Oued Smar le : 07/05/2019

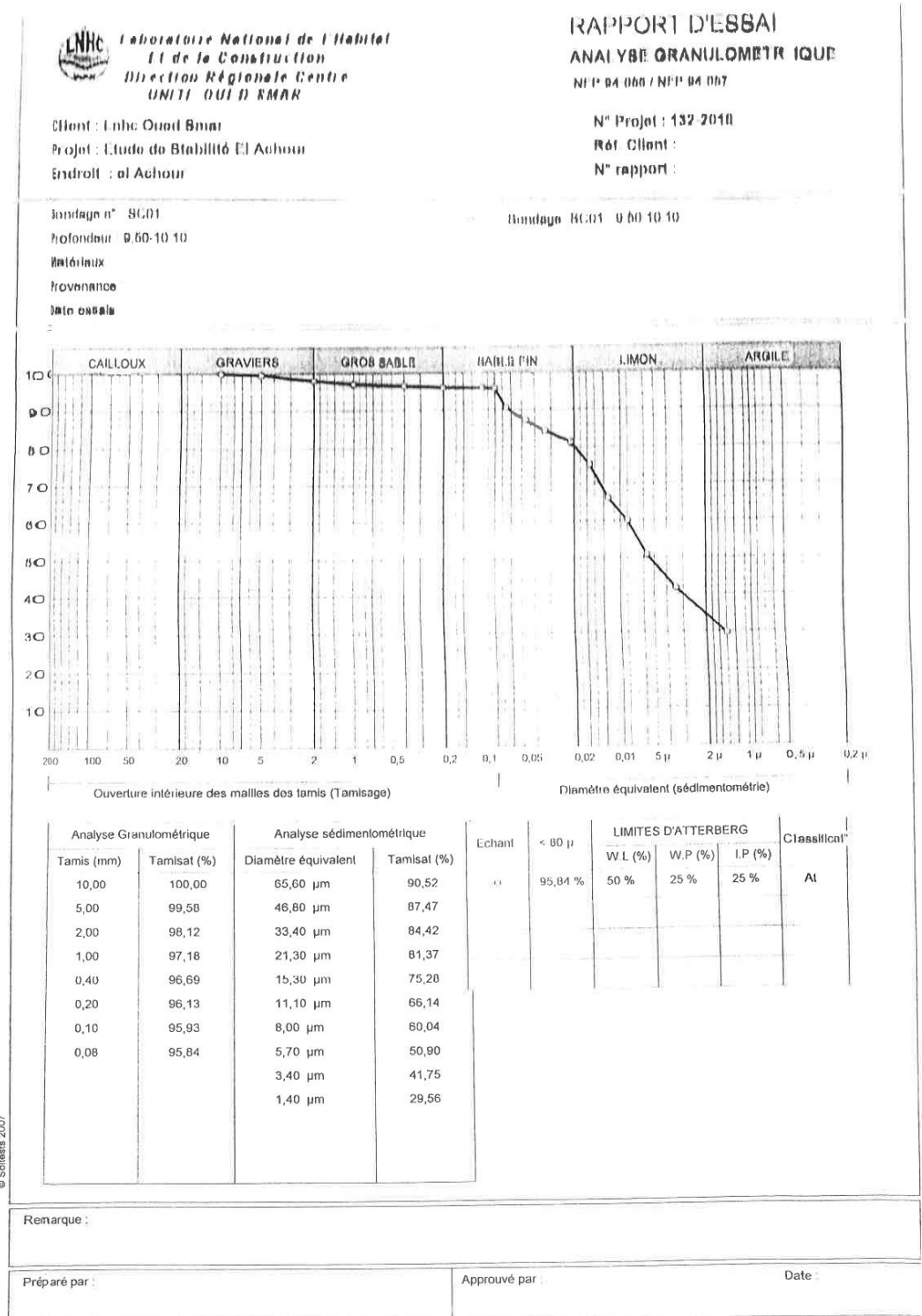
TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE

N° Dossier : 132E/2018		Intitulé du projet	Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel el Achour			
Sondage / Puits			Sc 02	Sc 02	Sc 02	Sc 02
Profondeur (m)			4.5/4.85	5.50/5.85	14.55/15.0	17.5/17.9
Densité sèche	γ_d (t/m ³)		1.65	1.66	1.61	1.75
Teneur en eau	W (%)		23	25	25	20
Degré de saturation	Sr (%)		97	100	100	100
Densité humide	γ_h (t/m ³)		2.03	2.08	2.02	2.11
Passants (%)	Granulométrie	5 mm	99	100	100	100
		2 mm	98	98	100	98
		0.08 mm	84	87	97	89
	Sédimentométrie	20 μ m	67	73	82	75
		2 μ m	32	33	36	35
Limites d'Atterberg	W _L (%)		45	47	54	48
	I _p		23	24	27	24
	LR (%)					
Indice de consistance	IC					
Équivalent de sable	E.S					
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)					
Résultats oedométrique	P _c (Bar)					
	C _c					
	C _s					
Perméabilité	K (cm/s)					
Courbe de consolidation	E (bar)					
	C _v (m ² /an)					
Gonflement Libre	P _g (Bar)					
Références Proctor	$\gamma_{d\max}$ (t/m ³)					
	W _{opt} (%)					
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{CBR} (%)					
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai		CD	CD	CD	CD
	C (bar)		0.37	0.34	0.4	0.37
	ϕ (°)		14.82°	15.26°	14.91°	15.18°

BOUABBACHE **LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE**
 Chef de Service
 Sol et

Appendice G: Analyse granulométrique

Sondage 1 :





Laboratoire National de l'Habitat
 et de la Construction
 Direction Régionale Centre
 UNITI QUI D'EMAR

RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE

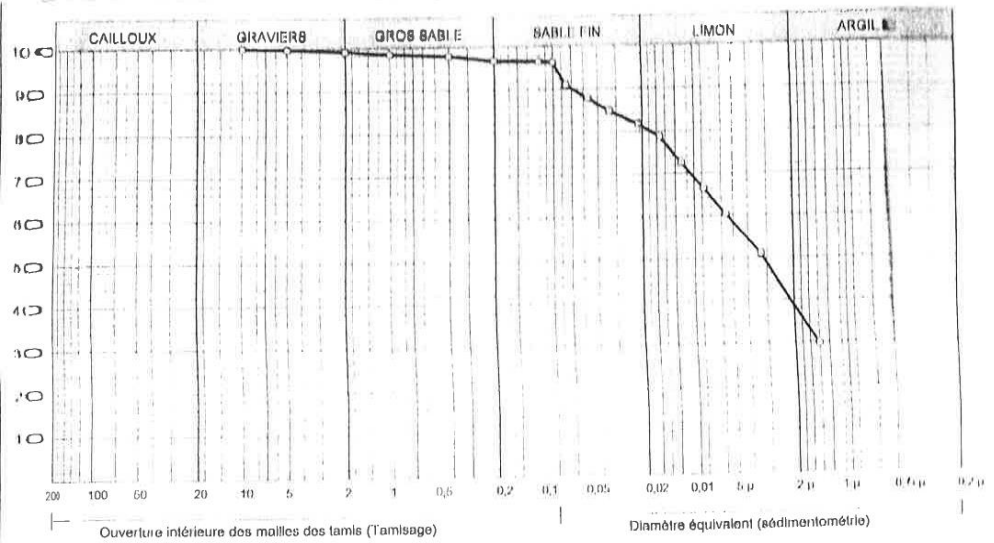
N° P 04 000 / N° P 04 007

Client : Lnhc Ouod Bmar
 Projet : Etude de Stabilité El Achour
 Endroit : el Achour

N° Projet : 132-2010
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sonage n° SC01
 Profondeur : 16.3-18.0
 Matériaux :
 Provenance :
 Date de l'échantillon :

Boilage BC01 16.3-18.0



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)		< 80 μ	W.L. (%)	W.P. (%)	
10,00	100,00	65,60 μm	90,96	0	96,31 %	62 %	26 %	AI
5,00	99,69	46,80 μm	87,90					
2,00	99,16	33,40 μm	84,04					
1,00	98,51	21,30 μm	81,77					
0,40	97,93	15,20 μm	78,71					
0,20	96,73	10,90 μm	72,58					
0,10	96,55	7,80 μm	66,46					
0,08	96,31	5,60 μm	60,33					
		3,30 μm	51,15					
		1,40 μm	29,71					

© Sochema 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par

Date



Laboratoire National de l'Habitat
et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITI OUI D'EMAR

RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

NIP 04 060 / NIP 04 007

Client : Linho Ouad Bmar
Projet : Etude de Stabilité El Achour
Endroit : el Achour

N° Projet : 132-2010
Rôl. Client
N° rapport :

Sondage n° : BCD1

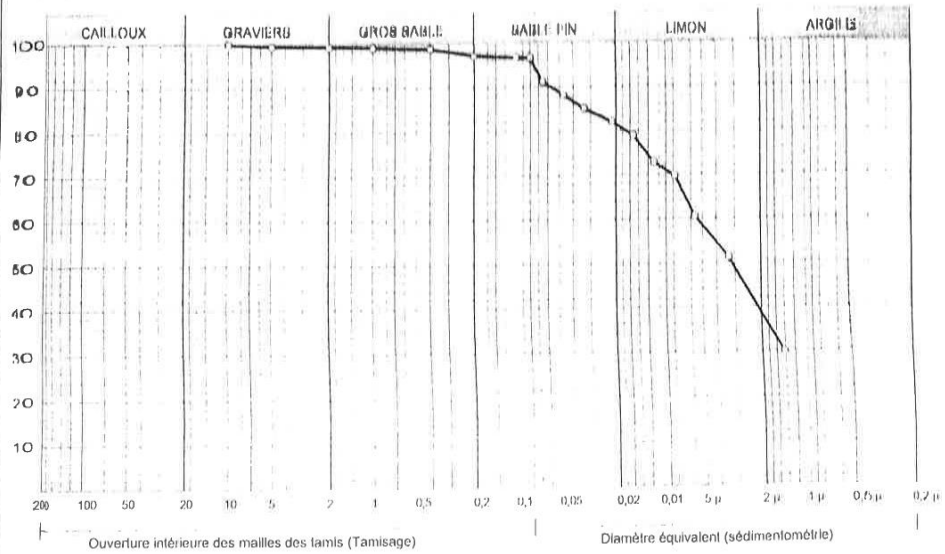
(Sondage) BCD1 10.1-10.5

Profondeur : 10.1-10.5

Matériaux :

Provenance :

Date essai :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	LIMITES D'ATTERBERG			Classification	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)		< 80 µ	W.L (%)	W.P (%)		L.P (%)
10,00	100,00	65,57 µm	91,25	o	96,62 %	53 %	26 %	27 %	AI
5,00	99,47	46,77 µm	88,18						
2,00	99,32	33,36 µm	85,11						
1,00	99,15	21,28 µm	82,04						
0,40	98,79	15,17 µm	78,96						
0,20	97,13	10,90 µm	72,82						
0,10	96,70	7,77 µm	69,75						
0,08	96,62	5,62 µm	60,53						
		3,32 µm	51,31						
		1,42 µm	29,80						

© Solsteis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITÉ OULD SMAR

RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE

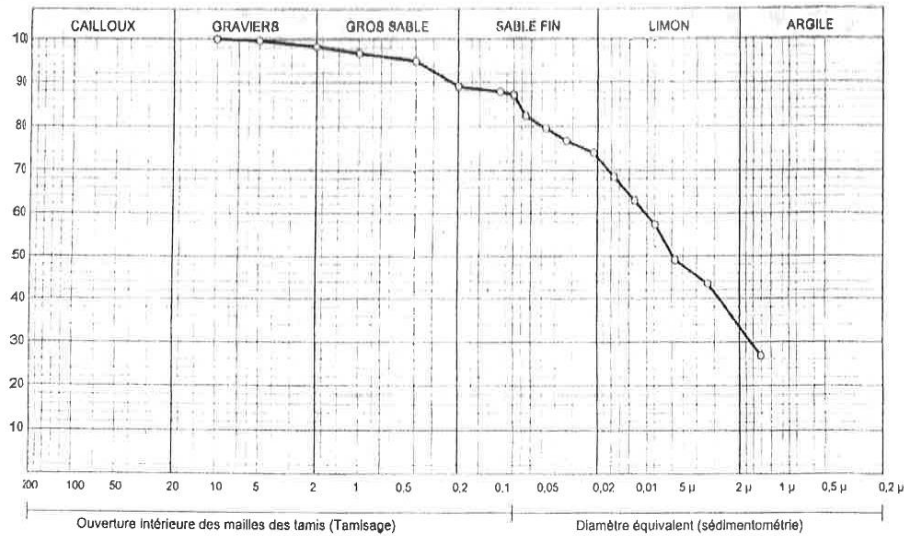
NFP 94-066 / NFP 94-067

Client :
Projet : Investition pour stabilité 40 logts promotionnel el Achour
Endroit : el Achour

N° Projet : 132E-2019
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : 02
Profondeur : 5.50/5.85
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 20/04/2018

○ — Sondage: 02 : 5.50/5.85



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L (%)	W.P (%)	IP (%)	
10,00	100,00	85,57 μm	82,31	○ —	87,15 %	47 %	23 %	24 %	Ap
5,00	99,61	46,77 μm	79,54						
2,00	98,26	33,36 μm	76,77						
1,00	96,74	21,28 μm	74,00						
0,40	94,91	15,29 μm	68,45						
0,20	89,08	10,89 μm	62,91						
0,10	87,87	7,89 μm	57,37						
0,08	87,15	5,71 μm	49,05						
		3,34 μm	43,51						
		1,42 μm	26,88						

© Soltest 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



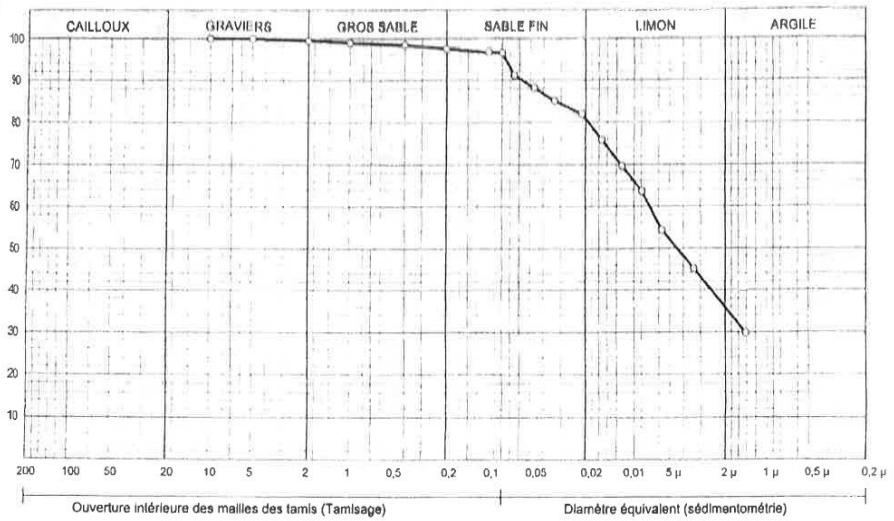
**Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction**
Direction Régionale Centre
UNITÉ OUI D SMAR

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NFP 04-066 / NFP 04-067

Client :
Projet : Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel el Achour
Endroit : el Achour

N° Projet : 132E-2019
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : 02
Profondeur : 14,65/16,0
Matériaux :
Provenance :
Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat
Tamisl (mm)	Tamisl (%)	Diamètre équivalent	Tamisl (%)			W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
10,00	100,00	65,57 μm	91,22	○	96,58 %	54 %	27 %	27 %	At
5,00	100,00	46,77 μm	88,14						
2,00	99,51	33,36 μm	85,07						
1,00	98,99	21,28 μm	82,00						
0,40	98,45	15,29 μm	75,86						
0,20	97,56	10,99 μm	69,72						
0,10	96,73	7,89 μm	63,57						
0,08	96,58	5,71 μm	54,36						
		3,37 μm	45,15						
		1,42 μm	29,79						

© Sollesis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



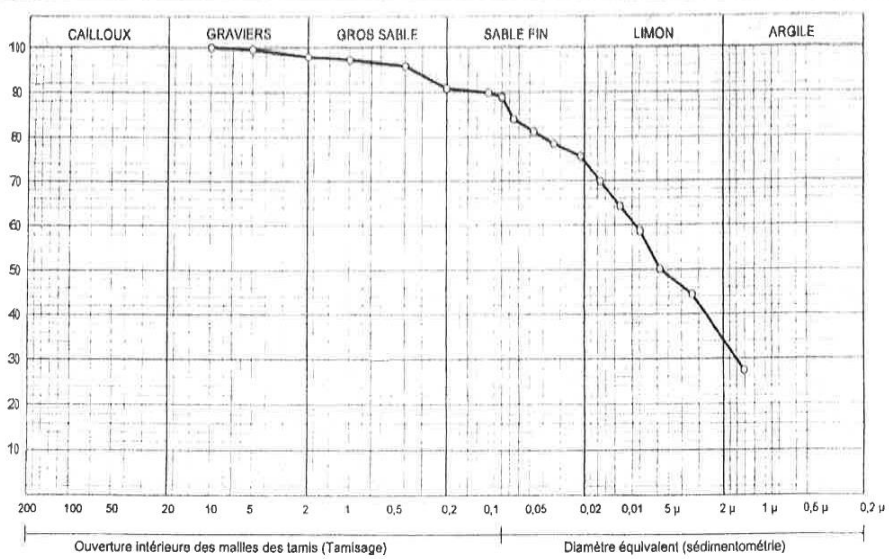
Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNIL OULD SMAR

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NFP 94-066 / NFP 94-067

Client :
Projet : Investigation pour stabilité 40 logta promotionnel el Achour
Endroit : el Achour

N° Projet : 132E-2019
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : 02
Profondeur : 17.0/17.0
Matériaux :
Provenance :
Date essais :
Sondage: 02 : 17.0/17.0



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat*
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L. (%)	W.P. (%)	I.P. (%)	
10,00	100,00	65,57 μm	84,01	○—	88,95 %	48 %	24 %	24 %	Ap
5,00	99,60	48,77 μm	81,18						
2,00	97,98	33,36 μm	78,35						
1,00	97,27	21,28 μm	75,52						
0,40	95,86	15,29 μm	69,87						
0,20	90,89	10,99 μm	64,21						
0,10	89,89	7,89 μm	58,55						
0,08	88,95	5,71 μm	50,07						
		3,34 μm	44,41						
		1,42 μm	27,44						

© Soltestis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :


Date :

Appendice H : Essais de cisaillement

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)

Essai de cisaillement direct


Présumé

Description de l'échantillon	Profondeur Description Type	Spm			
		1	2	3	
 <p>Croquis montrant l'emplacement de l'éprouvette</p>	Hauteur initiale	H ₀ (mm)	200	200	200
	Diamètre initial	D ₀ (mm)	800	800	800
	Moisure initiale	W ₀ (%)	100,2	110,2	111,0
	Densité apparente initiale	ρ _{d0} (Mg/m ³)	1,93	1,86	1,97
	Densité des grains initiale	ρ _s (Mg/m ³)	2,66	2,66	2,66

Conditions initiales		Spm		
		1	2	3
Contrainte de consolidation	(kPa)	100	200	400
Immersion		Yes	Yes	Yes
Reverse Method		Motor		
Contrainte horizontale		CISAILL 1	CISAILL 2	CISAILL 3
Teneur en eau initiale	w ₀ (%)	20	24	22
Densité sèche initiale	ρ _{d0} (Mg/m ³)	1,64	1,67	1,62
Indice des vides initial	e ₀	0,726	0,803	0,839
Degré de saturation initial	S ₀ (%)	94,0	93,7	91,6
Notes				

Résultats Cisaillement Max		Spm		
		1	2	3
Teneur en eau finale	w _f (%)	30	28	25
Densité sèche finale	ρ _{df} (Mg/m ³)	2,07	2,09	2,25
Indice des vides final	e _f	0,518	0,575	0,287
Degré de saturation final	S _f (%)	100,0	100,0	100,0
Contrainte de cisaillement pic	(kPa)	56,2	76,0	142,9
HSettlement	L _H (mm)	5,400	5,400	5,400
Settlement	L _v (mm)	0,260	0,049	0,371
StressResidual	(kPa)	40	58	113

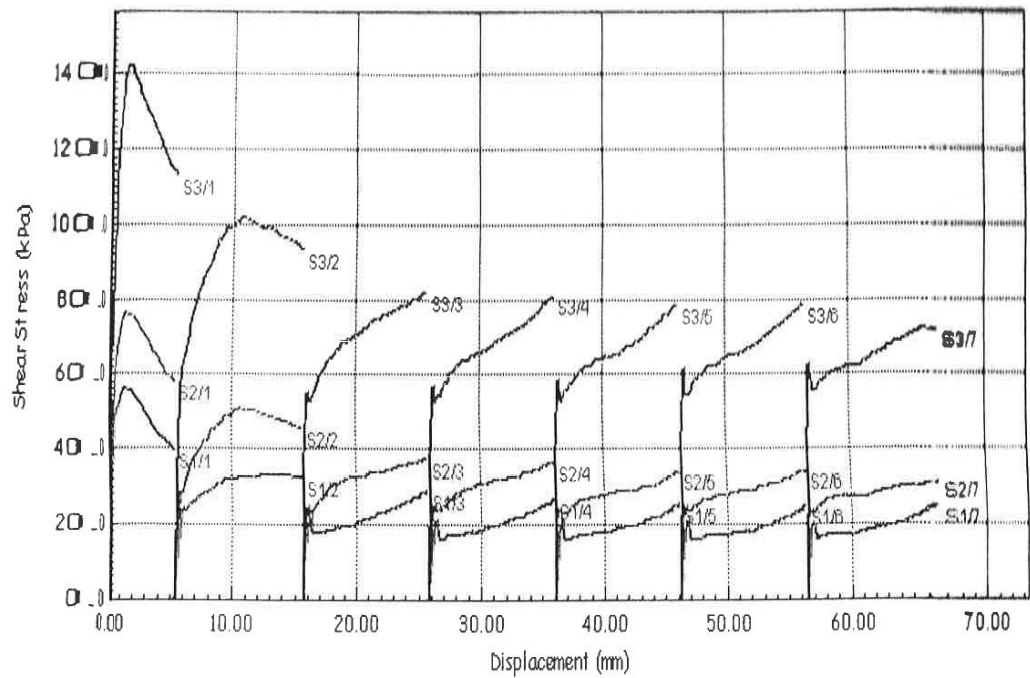
LNHC OUEDSMAR (Clisp V2.5.5.2426)


 <p>Direction Régionale de l'Hydraulique et de l'Énergie Unité de Ouéd Smar</p>	Méthode d'essai	BS 1377-7 : 1990 clause 4	Nom de l'essai	Cis Rés 06-12-2018_001	
	Référence du site		Database:	///	
	Fichier	Etude de stabilité El Achour	Date de l'essai	06/09/2017	
	&Client	LNHC Oued Smar	Echantillon	9.50-10.10	
Opérateur	A.M.	Vérfié	B.L.	Approuvé	K.S.

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)

Essai de cisaillement direct

Planche de cisaillement



 Direction Régionale, Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	BS 1377-7 : 1990 clause 4	Nom de l'essai	Cis Rés 06-12-2018_001
	Référence du site		Database:	///
	Fichier & Client	Etude de stabilité El Achour LNHC Oued Smar	Date de l'essai	06/09/2017
	Opérateur	A.M.	Echantillon	9.50-10.10
	Vérfifié	B.L.	Forage	SC-01
			Approuvé	K.S.

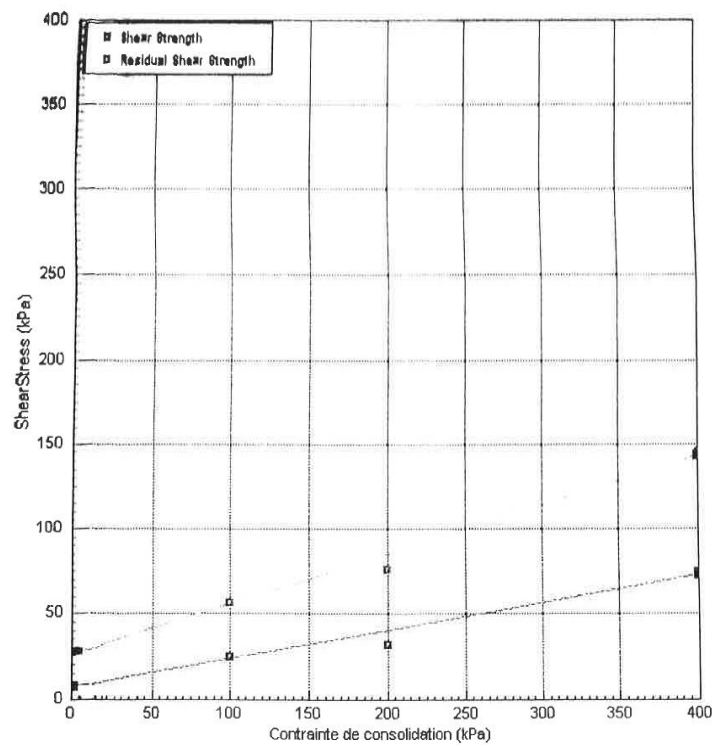
LNHC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)


3 SAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)

Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement

Résultats Enveloppe de rupture		Essai 1	2	3
Teneur en eau optimale	w _p (%)	30	28	26
Densité sèche	ρ _d (Mg/m ³)	2.07	2.09	2.20
Indice des vides final	e _f	0.610	0.675	0.267
Degré de saturation final	S _r (%)	100.0	100.0	100.0
Cohésion (pic)	c	(kPa)	27.10	
Angle frottement (pic)	φ		10.3	
Cohésion résiduelle	c _R	(kPa)	7.02	
Angle frottement résiduel	φ _R		9.4	
Notes				




 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	BS 1377-7 : 1990 clause 4	Nom de l'essai	Cis Rés 06-12-2018 001
	Référence du site		Database://	
	Fichier & Client	Etude de stabilité El Achour LNHC Oued Smar	Date de l'essai	06/09/2017
			Echantillon	9.50-10.10
			Forage	SC-01
	Opérateur	A.M.	Vérfié	B.L.
			Approuvé	K.S.

LNHC OUEDSMAR (Clisp V2.5.5.2426)

Appendice I : Rapport d'essais

Sondage 1 :



**Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction**
Direction Régionale Centre
UNITI OULD SMAR

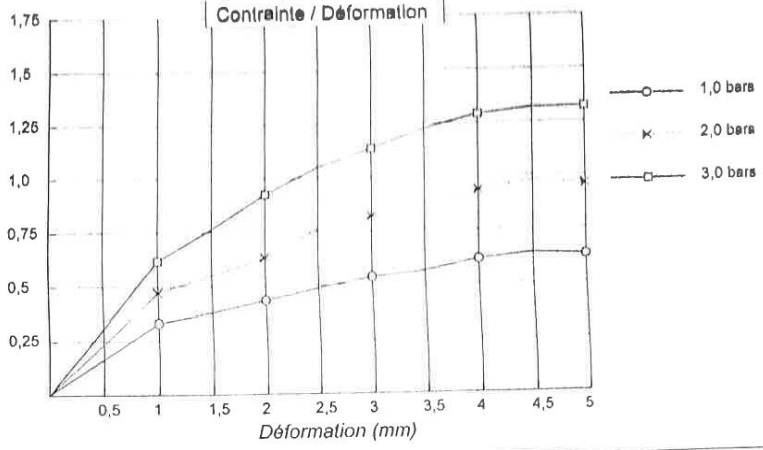
Client : Laha Ouad Bmar
Projet : Etude de stabilité et Achour
Indroit : el Achour

Sondage n° : Sc 01
Profondeur : 18,30 & 18,60 m
Nature :
Date essais :

RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
NI 194 071-1
N° (Projet) : 132 2011

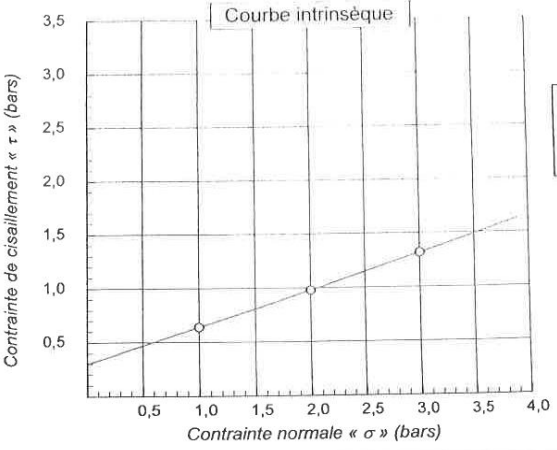
Type d'essai : CID
Vitesse de cisaillement : 0.0072 mm/min

Contrainte / Déformation



Déformation (mm)	1,0 bars (τ)	2,0 bars (τ)	3,0 bars (τ)
0	0	0	0
1	0.35	0.50	0.65
2	0.45	0.65	0.95
3	0.55	0.85	1.15
4	0.65	0.95	1.30
5	0.68	1.00	1.35

Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,3 bars
Frottement = 18,75 degrés

Conainte normale « σ » (bars)	Conainte de cisaillement « τ » (bars)
1,0	0,64
2,0	0,98
3,0	1,32

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Laboratoire National de l'Habitat
 et de la Construction
 Direction Régionale Centre
 UNITI QULU BMAK

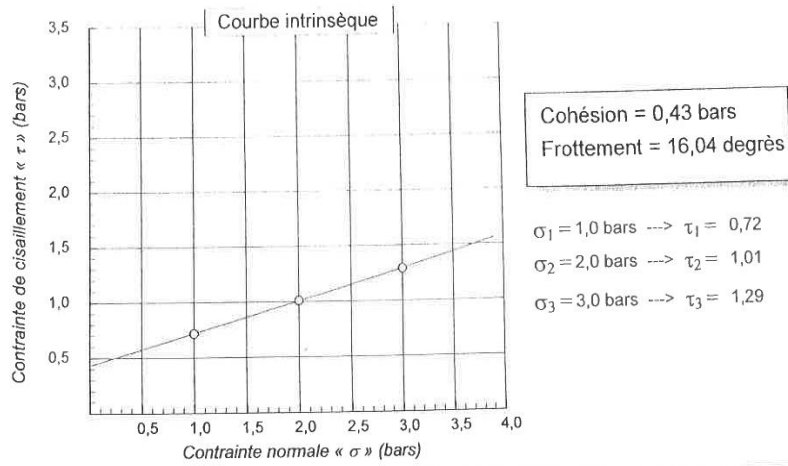
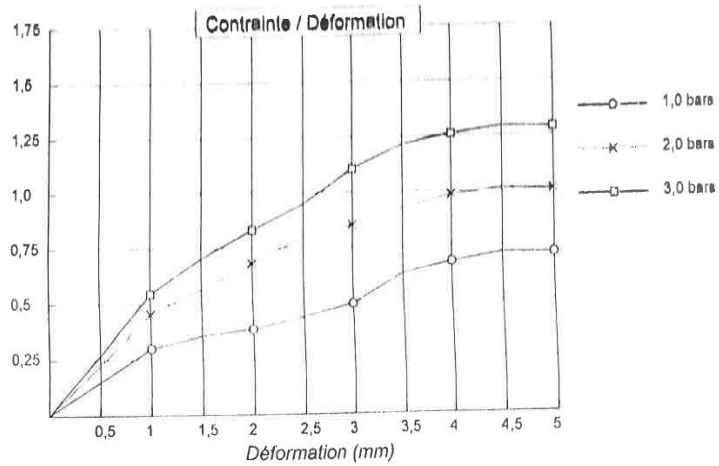
RAPPORT D'ESSAI
 ESSAI DE CISAILLEMENT
 N° 194 071 1

N° Projet : 137-2010

Client : Lino Oued Bmat
 Projet : Etude de stabilité et Achour
 Endroit : el Achour

Sonclage n° : Su 01
 Profondeur : 18.10 A 18.50 m
 Nature :
 Date essai :

Type d'essai : CD
 Vitesse de cisaillement : 0.0001 mm/min



© Sollesta 2007


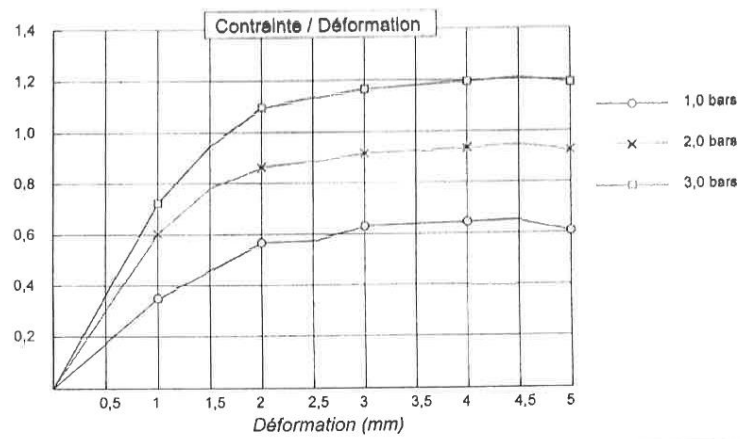
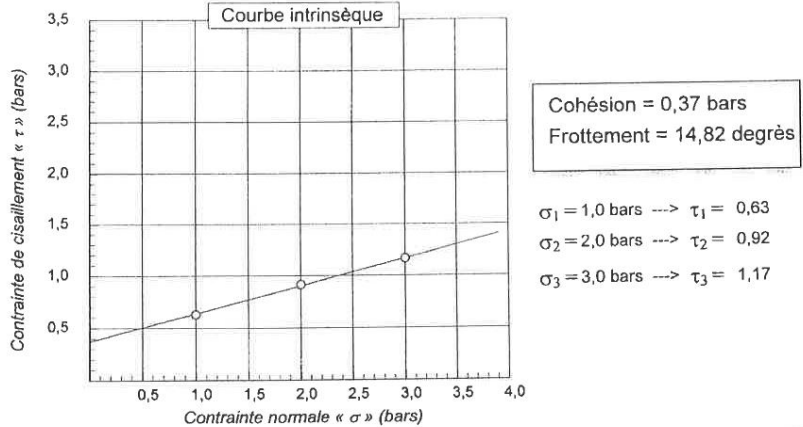
Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

sondage 2 :

 <p>Laboratoire National de l'Habitat Et de la Construction Direction Régionale Centre UNITE OVED SMAR</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT NF P94-071-1</p>
<p>Cliant : Projet : Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel el Achour Endroit : el Achour</p>	<p>N° Projet : 132E-2019</p>
<p>Sondage n° : 02 Profondeur : 4.50/4.8 Nature : Date essais :</p>	<p>Type d'essai : CD Vitesse de cisaillement : 0.0078 mm/mn</p>
	
 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> <p>Cohésion = 0,37 bars Frottement = 14,82 degrés</p> </div> <p> $\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,63$ $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,92$ $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,17$ </p>	
<p>Remarque :</p>	
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par : Date :</p>

© Sollesta 2007



Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITÉ OUE D SMAR

FEUILLE DE CALCUL **ESSAI DE CISAILLEMENT** Selon NF P94-071-1 Août 1994

N° Projet : 132F-2019
 Projet : Investigation pour stabilité 4B logis promotionnel et Achour
 Client :
 N° Sond : 02 Prof : 4.50/4.8
 Type d'essai : CD
 Vitesse de cisaillement : 0.0078 mm/mm
 Date début essais :
 Date fin essais :

Déformation (mm)	$\sigma_1 = 1 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_2 = 2 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_3 = 3 \text{ bars} / K = 1,67$		
	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée
0,50	3,80	0,23	27,97	6,80	0,41	27,97	8,80	0,53	27,97
1,00	5,80	0,35	27,67	10,00	0,60	27,67	12,00	0,72	27,67
1,50	7,50	0,46	27,37	12,80	0,78	27,37	15,50	0,95	27,37
2,00	9,20	0,57	27,07	14,00	0,86	27,07	17,80	1,10	27,07
2,50	9,20	0,57	26,77	14,20	0,89	26,77	18,20	1,14	26,77
3,00	10,00	0,63	26,47	14,50	0,92	26,47	18,50	1,17	26,47
3,50	10,00	0,64	26,17	14,50	0,93	26,17	18,50	1,18	26,17
4,00	10,00	0,65	25,87	14,50	0,94	25,87	18,50	1,19	25,87
4,50	10,00	0,65	25,57	14,60	0,95	25,57	18,50	1,21	25,57
5,00	9,20	0,61	25,27	14,00	0,93	25,27	18,00	1,19	25,27
5,50									
6,00									
6,50									
7,00									
7,50									
8,00									
8,50									
9,00									
9,50									
10,00									
10,50									
11,00									
11,50									
12,00									
12,50									
13,00									
13,50									
14,00									
14,50									
15,00									
15,50									
16,00									
16,50									
17,00									
17,50									
18,00									
18,50									
19,00									
19,50									
20,00									



LNHC Laboratoire National de l'Habitat
 Et de la Construction
 Direction Régionale Centre
 UNITE OUE D SMAR

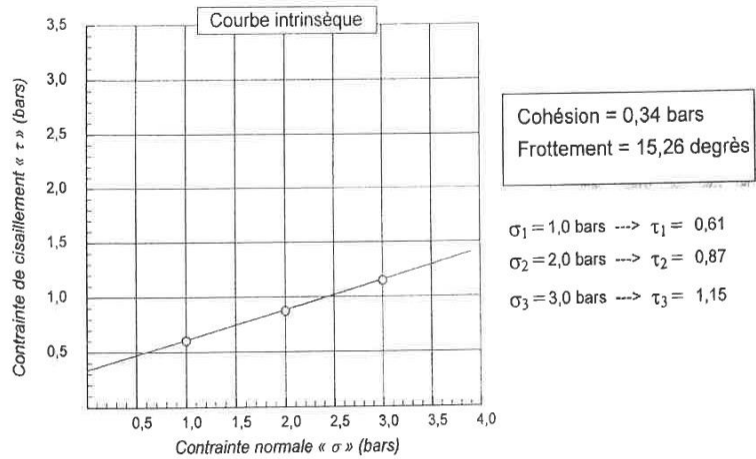
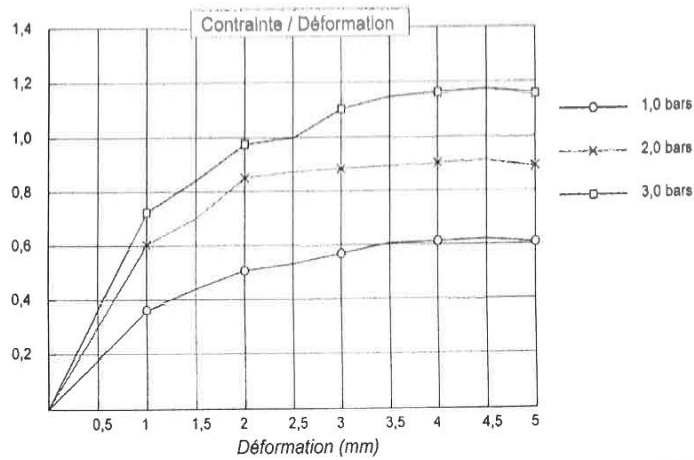
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF P04-071-1

Client :
 Projet : Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel el Achour
 Endroit : el Achour

N° Projet : 132E-2019

Sondage n° : 02
 Profondeur : 5.60/5.85
 Nature :
 Date essais :

Type d'essai : CD
 Vitesse de cisaillement : 0.021 mm/m.n



© Sofhestz 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :


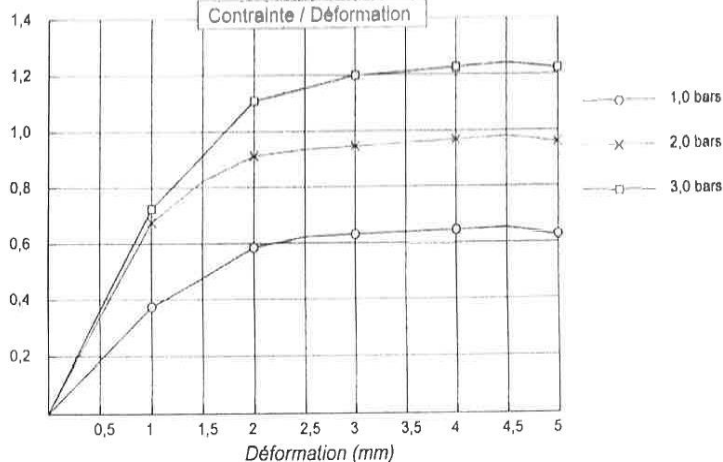
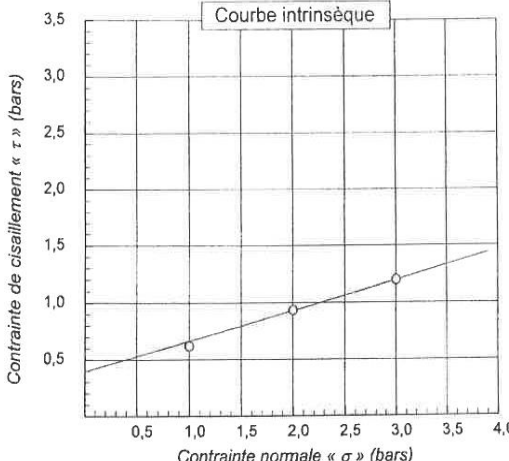


Laboratoire National de l'Habitat
 et de la Construction
 Direction Régionale Centre
 UNITÉ OUF-D SMAR

FEUILLE DE CALCUL **ESSAI DE CISAILLEMENT** Selon NF P94-071-1 Août 1994

N° Projet : 132E-2019	Type d'essai : CD
Projet : Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel et Achour	Vitesse de cisaillement : 0.021 mm/min
Client :	Date début essais :
N° Sond : 02	Prof : 5.50/5.85
	Date fin essais :

Déformation (mm)	$\sigma_1 = 1 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_2 = 2 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_3 = 3 \text{ bars} / K = 1,67$		
	lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée
0,50	4,20	0,25	27,97	6,80	0,41	27,97	9,00	0,54	27,97
1,00	6,00	0,36	27,67	10,00	0,60	27,67	12,00	0,72	27,67
1,50	7,20	0,44	27,37	11,50	0,70	27,37	13,80	0,84	27,37
2,00	8,20	0,51	27,07	13,80	0,85	27,07	15,80	0,98	27,07
2,50	8,50	0,53	26,77	14,00	0,87	26,77	16,00	1,00	26,77
3,00	9,00	0,57	26,47	14,00	0,88	26,47	17,50	1,10	26,47
3,50	9,50	0,61	26,17	14,00	0,89	26,17	18,00	1,15	26,17
4,00	9,50	0,61	25,87	14,00	0,90	25,87	18,00	1,16	25,87
4,50	9,50	0,62	25,57	14,00	0,91	25,57	18,00	1,18	25,57
5,00	9,20	0,61	25,27	13,50	0,89	25,27	17,50	1,16	25,27
5,50									
6,00									
6,50									
7,00									
7,50									
8,00									
8,50									
9,00									
9,50									
10,00									
10,50									
11,00									
11,50									
12,00									
12,50									
13,00									
13,50									
14,00									
14,50									
15,00									
15,50									
16,00									
16,50									
17,00									
17,50									
18,00									
18,50									
19,00									
19,50									
20,00									

 <p>Laboratoire National de l'Habitat Et de la Construction Direction Régionale Centre UNITÉ QUÉBÉCOISE</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT NF P04 071-1</p>
<p>Cliant : Projet : Investigation pour stabilité 48 logis promotionnel el Achour Endroit : el Achour</p>	<p>N° Projet : 132E-2019</p>
<p>Sondage n° : 02 Profondeur : 14.55/15.0 Nature : Date essais :</p>	<p>Type d'essai : CD Vitesse de cisaillement : 0.013 mm/mn</p>
	
 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> <p>Cohésion = 0,4 bars Frottement = 14,91 degrés</p> </div> <p> $\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,62$ $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,94$ $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,20$ </p>	
<p>Remarque :</p>	
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par : Date :</p>



Laboratoire National de l'Habitat
et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITE OUI D SMAR

FEUILLE DE CALCUL **ESSAI DE CISAILLEMENT** Selon NF P94-071-1 Août 1994

N° Projet : 132E-2019	Type d'essai : CD
Projet : Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel at Achour	Vitesse de cisaillement : 0.013 mm/min
Client :	Date début essais :
N° Sond : 02	Date fin essais :
Prof : 14.55/15.0	

Déformation (mm)	$\sigma_1 = 1 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_2 = 2 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_3 = 3 \text{ bars} / K = 1,67$		
	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée
0,50	4,80	0,29	27,97	7,80	0,47	27,97	9,20	0,55	27,97
1,00	6,20	0,37	27,67	11,20	0,68	27,67	12,00	0,72	27,67
1,50	7,80	0,48	27,37	13,50	0,82	27,37	15,00	0,92	27,37
2,00	9,50	0,59	27,07	14,80	0,91	27,07	18,00	1,11	27,07
2,50	10,00	0,62	26,77	16,00	0,94	26,77	18,50	1,15	26,77
3,00	10,00	0,63	26,47	15,00	0,95	26,47	19,00	1,20	26,47
3,50	10,00	0,64	26,17	15,00	0,96	26,17	19,00	1,21	26,17
4,00	10,00	0,65	25,87	15,00	0,97	25,87	19,00	1,23	25,87
4,50	10,00	0,65	25,57	15,00	0,98	25,57	19,00	1,24	25,57
5,00	9,50	0,63	25,27	14,50	0,96	25,27	18,50	1,22	25,27
5,50									
6,00									
6,50									
7,00									
7,50									
8,00									
8,50									
9,00									
9,50									
10,00									
10,50									
11,00									
11,50									
12,00									
12,50									
13,00									
13,50									
14,00									
14,50									
15,00									
15,50									
16,00									
16,50									
17,00									
17,50									
18,00									
18,50									
19,00									
19,50									
20,00									



Laboratoire National de l'habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITE OULD SMAR

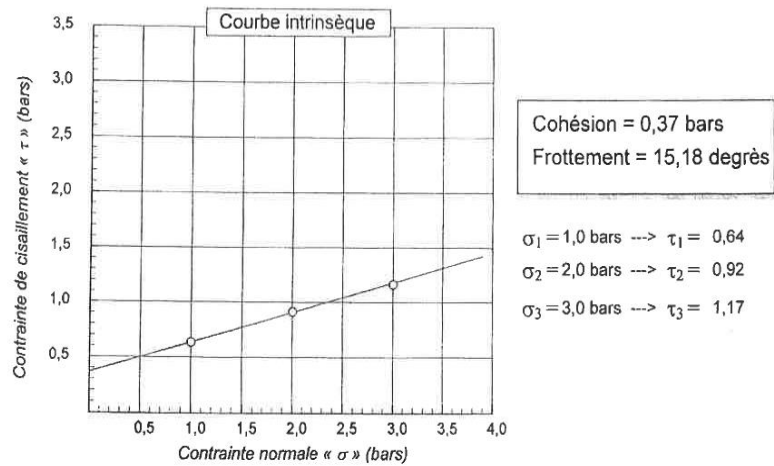
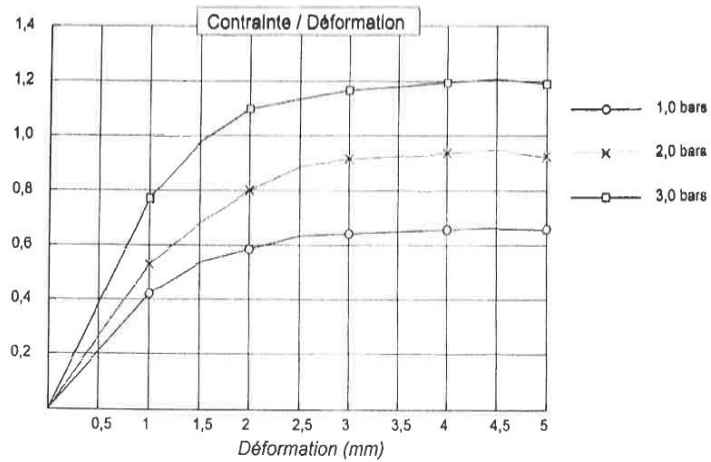
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
N° P04-071-1

Client :
Projet : Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel el Achour
Endroit : el Achour

N° Projet : 132E-2019

Sondage n° : 02
Profondeur : 17.50/17.90
Nature :
Date essais :

Type d'essai : CD
Vitesse de cisaillement : 0.012 mm/min



© Schiess 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITÉ OUI O SMAR

FEUILLE DE CALCUL ESSAI DE CISAILLEMENT Selon NF P94 071-1 Août 1994

N° Projet : 132E-2019

Projet : Investigation pour stabilité 48 logts promotionnel et Achour

Client :

N° Sond : 02

Prof : 17.50/17.90

Type d'essai : CD

Vitesse de cisaillement : 0.012 mm/min

Date début essais :

Date fin essais :

Déformation (mm)	$\sigma_1 = 1 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_2 = 2 \text{ bars} / K = 1,67$			$\sigma_3 = 3 \text{ bars} / K = 1,67$		
	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée	Lecture à l'anneau	Contrainte (bars)	Section corrigée
0,50	4,80	0,29	27,97	7,00	0,42	27,97	8,80	0,53	27,97
1,00	7,00	0,42	27,67	8,80	0,53	27,67	12,00	0,77	27,67
1,50	8,80	0,54	27,37	11,20	0,68	27,37	16,00	0,98	27,37
2,00	9,50	0,59	27,07	13,00	0,80	27,07	17,80	1,10	27,07
2,50	10,20	0,64	26,77	14,20	0,89	26,77	18,20	1,14	26,77
3,00	10,20	0,64	26,47	14,50	0,92	26,47	18,60	1,17	26,47
3,50	10,20	0,65	26,17	14,50	0,93	26,17	18,50	1,18	26,17
4,00	10,20	0,66	25,87	14,50	0,94	25,87	18,50	1,19	25,87
4,50	10,20	0,67	25,57	14,50	0,95	25,57	18,50	1,21	25,57
5,00	10,00	0,66	25,27	14,00	0,93	25,27	18,00	1,19	25,27
5,50									
6,00									
6,50									
7,00									
7,50									
8,00									
8,50									
9,00									
9,50									
10,00									
10,50									
11,00									
11,50									
12,00									
12,50									
13,00									
13,50									
14,00									
14,50									
15,00									
15,50									
16,00									
16,50									
17,00									
17,50									
18,00									
18,50									
19,00									
19,50									
20,00									



MINISTRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
 المخبّر الوطني للسكن والبناء
 LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION
 E.P.T / S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA - R.C. N°00013083 02/001 CAPITAL DE 150 000 000 DA

DIRECTION REGIONALE CENTRE

UNITE OUED SMAR

DEPARTEMENT : LABO-SOL

Oued Smar, le : 12/05/2019

Laboratoire de chimie

RAPPORT D'ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE

Dossier n° : 132E/2019 (433) B.C N° : /
 Chantier : Investigation pour stabilité 48 logements promotionnels EL ACHOUR
 Client : LNHC Oued SMAR
 Nature de l'échantillon : Sol Motif de l'analyse : Agressivité
 Echantillon prélevé par : Le Client

Résultats exprimés en % et en poids

Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄	Carbonates CaCO ₃	Chlorures Cl ⁻	Matières organiques	Insolubles	PH
SC 02	4.50 – 4.85	traces	26.04	traces	0.05	N-D	N-D
-	-	-	-	-	-	-	-

N-D : Non demandé.

Observations : Environnement d'agressivité chimique nulle selon La norme FD P18-011 Décembre 2009

LE CHARGE D'ESSAI
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction LNHC
 Direction Régionale Centre
 Unité de Oued Smar
 Service Chimie

BOUBAKEUR Omar
 Chef Service Chimie

LE RESPONSABLE DE LA STRUCTURE
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction LNHC
 Direction Régionale Centre
 Unité de Oued Smar
 Service Chimie

Appendice J : Le modèle géotechnique retenu

Niveau	Lithologie	$E_{m_{min}}$	Pl_{min}	E_m/PL	α	γ_h t/m ³	ν	C (bars)	Φ°
I	Remblai	2441	264	9.24	0.5	18	0.33	10	15
II	Argile finement sableuse	11518	1192	9.66	0.67	20	0.33	37	14.82
III	Sable cimenté intercalé par des bancs de grés	7127	517	13.78	0.33	20	0.33	5	30
VI	Argile marneuse	11442	1348	8.48	0.67	20	0.33	43	16

Appendice H :Modèle du profil 1

